

“O Método de Lançamento Incremental. Conceitos Base e uma Aplicação Prática”

Rui Tiago Pinto dos Santos Beleza de Seabra

Outubro 2014

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil –

Ramo Estruturas

Aos meus Pais

Aos meus Avós

“Fazer sempre melhor do que se fez e do que se sabe que foi feito.”

Prof. Edgar Cardoso

"Deus quer, o Homem sonha, a Obra nasce."

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Com o terminar deste longo caminho que percorri nestes últimos anos, foram diversas as pessoas com as quais partilhei os momentos mais difíceis e as minhas alegrias, e sem as quais esta caminhada provavelmente teria sido mais difícil. Posto isto, não poderia deixar de agradecer a diversas pessoas, nomeadamente:

Ao Engenheiro José Carlos de Almeida Gouveia Lello, orientador desta dissertação, pelo saber e rigor que me transmitiu, pela confiança que depositou em mim, pelo incentivo constante ao meu trabalho. E acima de tudo, pela forma gentil e paciente com que sempre me recebeu, mesmo em situações que porventura não eram as mais oportunas. Para o resto da minha vida, guardarei não só todo o conhecimento científico que me transmitiu, mas também os excelentes valores humanos que me inculuiu.

Ao Doutor Carlos Filipe Guedes Rodrigues, orientador desta dissertação, pela inesgotável disponibilidade que me dispensou, pela constante motivação que me foi transmitindo, e pela paciência que teve na discussão de algumas ideias que me surgiram durante a realização desta dissertação. Para o resto da minha vida, guardarei todo o conhecimento científico que me transmitiu e nunca esquecerei o exemplo da sua infinita disponibilidade para ajudar os outros.

Ao Cristian Espinoza, por me ter ajudado a compreender que o dia de amanhã já terá as suas preocupações, e que a cada dia, basta o seu problema.

A todos os Amigos e colegas. Ao Bruno Oliveira, por todos os momentos de boa disposição e conselhos assertivos que me deu durante a realização desta dissertação. Ao Rui Ribeiro, pelo desafio lançado, que em muito contribuiu para a realização desta dissertação; pela força transmitida e pela descoberta do “Té”. Não poderia deixar de mencionar aqui também o Hugo Matos, o Diogo Augusto, o Luís Silva, o Paulo Neto, o Ricardo Marinho, o Vítor Pascoal, a Ana Ramos, a Vera Azevedo, entre muitos outros, que sempre me acompanharam ao longo de

todos estes anos, e me transmitiram sempre um espírito de Companheirismo e de Amizade muito grande e que jamais esquecerei.

Ao Jaime Branco, pela sua importante ajuda em certos passos da minha vida, e que me ajudaram a clarear o caminho.

Aos meus Pais, por terem sido verdadeiramente incansáveis nesta caminhada, sendo sempre a minha força, em quem depositava a minha confiança, e sempre me transmitiram palavras de incentivo e confiança nas minhas capacidades.

RESUMO

Ao longo desta dissertação, é abordada a temática das obras de arte, focando-se um processo construtivo em particular, que é o Método de Lançamento Incremental. Começa-se por um enquadramento geral da temática das obras de arte, sendo feita a sua descrição, e faz-se uma síntese histórica dos materiais utilizados nas mesmas. De seguida, são apresentados os tipos de tabuleiros existentes e as tipologias estruturais das obras de arte. São mencionados ainda os processos e equipamentos construtivos que são utilizados na sua construção. É, de seguida, feita uma abordagem mais profunda ao processo construtivo alvo desta dissertação, nomeadamente questões de índole prática e de dimensionamento. É feita ainda uma aplicação prática, sendo feito um Estudo Prévio de uma solução para uma obra de arte executada com este processo construtivo. Termina-se indicando aspetos importantes na monitorização das obras de arte executadas pelo processo construtivo alvo desta dissertação, sendo ainda apresentadas as conclusões a que se chegou no final da mesma e possíveis desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Método do Lançamento Incremental, Nariz de Lançamento, Pré-esforço, Métodos Construtivos, Betão Armado Pré-Esforçado, Tabuleiro.

ABSTRACT

Throughout this dissertation, the bridge theme is approached, focusing on a specific construction process, called Incremental Launching Method. This dissertation begins by making a general approach to the theme of bridges and viaducts, referring to the historical evolution of the materials used on these structures. Next, it is specified the existing deck types and the structural types of these engineering structures. The different construction methods of these structures, and the equipment used in those methods are also mentioned. Further in, the Incremental Launching Method theme is deeply analyzed, referring the practical issues related with that, and several issues related to the design process. After that, a practical application is undertaken, presenting a case study for a structure executed with this construction method. This dissertation ends by referring some important aspects about the monitoring of structures executed with this construction method. In the end, the conclusions of this dissertation are highlighted, and some future developments are presented.

KEYWORDS: Incremental Launching Method, Launching Nose, Pre-stressing, Construction Methods, Pre-stressed Concrete, Deck

Índice Geral

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2.	OBJETIVOS DO TRABALHO	3
1.3.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2.	AS OBRAS DE ARTE NO ÂMBITO DA ENGENHARIA CIVIL.....	5
2.1.	DEFINIÇÃO DAS OBRAS DE ARTE E SUAS FUNÇÕES	5
2.2.	DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DE ARTE	7
2.3.	MATERIAIS APLICADOS E A SUA EVOLUÇÃO HISTÓRICA.....	8
2.3.1.	SÍNTESE HISTÓRICA DOS MATERIAIS E TÉCNICAS UTILIZADAS	8
2.3.2.	O PRÉ-ESFORÇO COMO INVENÇÃO FUNDAMENTAL PARA O DESENVOLVIMENTO DAS OBRAS DE ARTE	16
3.	OS ATUAIS TIPOS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE OBRAS DE ARTE.....	21
3.1.	OS TIPOS DE TABULEIROS.....	21
3.1.1.	OS TIPOS DE TABULEIRO, CONFORME O SEU DESENVOLVIMENTO LONGITUDINAL	21
3.1.2.	OS TIPOS DE TABULEIRO, CONFORME A SUA SECÇÃO TRANSVERSAL	22
3.2.	OS TIPOS ESTRUTURAIS DAS OBRAS DE ARTE	28
3.2.1.	VIADUTOS E PONTES COM TABULEIRO SUPORTADO EM ENCONTROS E PILARES.....	28
3.2.2.	VIADUTOS E PONTES ATIRANTADAS	30
3.2.3.	PONTES COM TABULEIRO SUSPENSO OU SUPORTADO POR ARCOS EM COMPRESSÃO	34
3.2.4.	PONTES COM TABULEIRO SUSPENSO POR CABOS EM PARÁBOLA E TIRANTES VERTICAIS	35
3.3.	OS PROCESSOS E EQUIPAMENTOS CONSTRUTIVOS ATUAIS DAS OBRAS DE ARTE	37
3.3.1.	CIMBRES APOIADOS NO SOLO	37
3.3.2.	VIGAS DE LANÇAMENTO AUTO-LANÇÁVEIS.....	40
3.3.3.	CARROS DE AVANÇO.....	49
3.3.4.	SISTEMAS ESPECIAIS DE ELEVAÇÃO E FIXAÇÃO	51
3.3.5.	LANÇAMENTO INCREMENTAL	52

4.	O MLI PARA EXECUÇÃO DE TABULEIROS.....	53
4.1.	CONCEITOS BASE.....	53
4.2.	SÍNTESE HISTÓRICA E EVOLUÇÕES DO MÉTODO	58
4.3.	LIMITAÇÕES E SOLUÇÕES	65
4.4.	CAMPOS DE APLICAÇÃO.....	66
4.4.1.	APLICAÇÃO TRADICIONAL: CAIXÃO DE BETÃO, SOBRE PILARES	67
4.4.2.	TABULEIROS MÚLTIPLOS, COM DESLOCAMENTO TRANSVERSAL	68
4.4.3.	OBRAS DE VÃO ÚNICO SIMPLEMENTE APOIADO	69
4.4.4.	VÃOS COM COMPRIMENTO IRREGULAR	70
4.4.5.	PONTES ATIRANTADAS.....	71
4.4.6.	PONTES EM ARCO	73
4.4.7.	TABULEIROS MISTOS EM AÇO-BETÃO COM VIGAS EM I	75
4.4.8.	TABULEIRO EM CAIXÃO MISTO	75
4.4.9.	TABULEIRO EM CAIXÃO COM PLACAS ORTOTRÓPICAS.....	76
4.5.	ALGUMAS PARTICULARIDADES DO MLI.....	78
4.5.1.	A NECESSIDADE DE SEGMENTAÇÃO NA PRÉ-EXECUÇÃO DO TABULEIRO	78
4.5.2.	A ORDEM DE TRABALHOS NA EXECUÇÃO DE TABULEIROS	81
4.6.	ESTALEIRO E EQUIPAMENTO CONSTRUTIVO	88
4.6.1.	ESTALEIRO	88
4.6.2.	EQUIPAMENTO DE LANÇAMENTO	91
4.7.	VANTAGENS E DESVANTAGENS DO MLI	96
5.	O PROJETO DE TABULEIROS E PILARES EXECUTADOS COM MLI	99
5.1.	CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE EXECUTADAS COM O MLI	100
5.2.	AÇÕES EM FASE CONSTRUTIVA E FASE DE SERVIÇO	102
5.3.	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	116
5.4.	CAMPO DE CONTRA-FLECHAS EM FASE CONSTRUTIVA	121
5.5.	PROJETO DO TABULEIRO	123
5.6.	TRAÇADO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO E SEU DIMENSIONAMENTO	127
5.7.	PROJETO DE PILARES, ENCONTROS E NARIZ DE LANÇAMENTO.....	128
5.7.1.	PILARES PROVISÓRIOS E DEFINITIVOS	129
5.7.2.	ENCONTROS	131

5.7.3. NARIZ DE LANÇAMENTO	131
6. APLICAÇÃO A UM CASO PRÁTICO	133
6.1. INTRODUÇÃO	133
6.2. CARACTERÍSTICAS DO SUB-VIADUTO NASCENTE E SIMPLIFICAÇÕES ASSUMIDAS	139
6.3. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS	140
6.4. FASE DE LANÇAMENTO	141
6.4.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO TRANSVERSAL E DO COMPRIMENTO DO NARIZ.....	141
6.4.2. MODELAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO	147
6.4.3. QUANTIFICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO PARA A FASE DE LANÇAMENTO.....	155
6.4.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	159
6.5. FASE DE UTILIZAÇÃO	162
6.5.1. DEFINIÇÃO DE AÇÕES	162
6.5.2. COMBINAÇÕES DE AÇÕES CONSIDERADAS	166
6.5.3. MODELAÇÃO DA FASE DE UTILIZAÇÃO	170
6.6. QUANTIFICAÇÃO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA PARA OS ESTADOS LIMITES	175
6.6.1. TRAÇADO E QUANTIFICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO	175
6.6.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA PARA OS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	182
6.6.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	184
7. MONITORIZAÇÃO	191
7.1. ENQUADRAMENTO GERAL	191
7.2. COMPOSIÇÃO DE UM SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO.....	192
7.3. IMPLEMENTAÇÃO DE UM SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO EM OBRAS DE ARTE EXECUTADAS COM O MLI	195
7.3.1. FASE DE LANÇAMENTO	198
7.3.2. FASE DEFINITIVA.....	204
7.4. OUTROS PARÂMETROS A CARATERIZAR.....	205
8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	209
9. BIBLIOGRAFIA	211

Índice Figuras

Figura 1 – Exemplo de viaduto.	5
Figura 2 – Exemplo de ponte (Bridge on the Shuwaku Islands) (Prandi, n.d.).....	6
Figura 3 – Exemplo de passagem superior.	6
Figura 4 – Esquema dos constituintes de uma obra de arte (Estradas de Portugal, 2009)	7
Figura 5 – Ponte Romana sobre a Ribeira de Seda, Portugal.....	9
Figura 6 – Ponte Valentré em Cahors, França.....	9
Figura 7 – Ponte Rialto em Veneza, Itália.....	10
Figura 8 – Desenhos de Squire Whipple (Holth, 2011).	11
Figura 9 – Desenho de Squire Whipple pormenorizado (Holth, 2011).	11
Figura 10 – Coalbrookdale Bridge, em Inglaterra.	12
Figura 11 – Ponte com arco em betão simples sobre a Foz do Rio Tua, Portugal.	13
Figura 12 – Vigas em I pré-fabricadas.....	15
Figura 13 – Pré-Tensão dos cabos (Sengupta & Menon, n.d.).	18
Figura 14 – Betonagem do elemento (Sengupta & Menon, n.d.).	18
Figura 15 – Transferência do Pré-Esforço (Sengupta & Menon, n.d.).	18
Figura 16 – Betonagem do elemento (Sengupta & Menon, n.d.).	20
Figura 17 – Aplicação do Pré-Esforço (Sengupta & Menon, n.d.).	20
Figura 18 – Transferência do Pré-esforço (Sengupta & Menon, n.d.).	20
Figura 19 – Exemplo de laje plana simples.	22
Figura 20 – Ponte da Arrábida, no Porto.	23
Figura 21 – Tabuleiro de BAP com vigas longitudinais de rigidez e carlingas sobre os apoios intermédios.	23
Figura 22 – Tabuleiro de BAP com vigas pré-fabricadas.....	24
Figura 23 – Tabuleiro de vigas longitudinais metálicas.	24
Figura 24 – Tabuleiro de caixão em betão.	25

Figura 25 – Tabuleiro em caixão misto aço-betão.	25
Figura 26 – Ponte Europa, em Coimbra (Unibetão, 2011).	26
Figura 27 – Vista longitudinal do tabuleiro pela laje inferior da Ponte Europa.	26
Figura 28 – Ponte 25 de Abril, em Lisboa (Gabinete das Pontes sobre o Tejo, 1966).	27
Figura 29 - Secção Transversal do tabuleiro da Ponte 25 de Abril (antes e depois da introdução da via ferroviária)(Gabinete das Pontes sobre o Tejo, 1966).	27
Figura 30 - Via de Cintura Interna, no Porto (Romão, 2012).	28
Figura 31 - Viaduto executado por tramos sucessivos (Associates, n.d.).	29
Figura 32 - Desenho esquemático da metodologia de construção por avanços sucessivos.	30
Figura 33 – Exemplo de ponte atirantada.	31
Figura 34 – Diferentes tipologias de tirantes.	31
Figura 35 – Funcionamento do encaminhamento de cargas.	32
Figura 36 - Viaduto estaiado, construído pelo método do lançamento incremental.	33
Figura 37 - Ponte Vasco da Gama, em Lisboa.	33
Figura 38 - Ponte com arco inferior.	34
Figura 39 – Ponte com arco superior.	35
Figura 40 - Esquema elucidativo do funcionamento de pontes suspensas.	35
Figura 41 – Ponte Golden Gate, em São Francisco.	37
Figura 42 – Típico cimbria ao solo.	38
Figura 43 - Execução da ponte sobre o rio Ínsua.	39
Figura 44 – Cimbria semi-contínuo.	40
Figura 45 - Viga de lançamento superior de assemblagem (Singh, 2014).	43
Figura 46 - Viga de lançamento superior com cofragem suspensa.	44
Figura 47 - Viga de lançamento inferior com cofragem (Cofrimarte, n.d.).	45
Figura 48 - Princípio de funcionamento do pré-esforço orgânico (BERD, 2004).	47
Figura 49 - Aplicação do OPS na Ponte sobre o Rio Sousa, em Portugal (BERD, 2004).	48
Figura 50 - Ponte Saadiyat, Abu Dhabi, Emirados Árabes Unidos (Zublin AG, n.d.).	50

Figura 51 - Sistema especial de elevação para pontes suspensas.	51
Figura 52 - Ciclo de trabalho no estaleiro de uma obra com MLI.	53
Figura 53 - Esquema representativo do lançamento incremental com as sucessivas fases de construção de uma ponte (Louis Berger Group, 2009).	54
Figura 54 - Funcionamento do lançamento do tabuleiro.	55
Figura 55 - Viaduto em fase construtiva, com o nariz de lançamento.	56
Figura 56 – Macacos Hidráulicos (GmbH, n.d.).	58
Figura 57 - Ponte em Guyana, Venezuela.	59
Figura 58 - Apoios deslizantes, em Teflon (LCW, 1998).	62
Figura 59 - Ponte em construção sobre o Rio Wabash, EUA.	63
Figura 60 - Ponte sobre o Rio Wabash, EUA.	63
Figura 61 - Viaduto sobre o Rio Águeda, em Portugal.	64
Figura 62 - Nariz de Lançamento, no Viaduto de Águeda (LCW, 1998).	64
Figura 63 - Fase Construtiva da Ponte sobre o Rio Serio, Itália.	67
Figura 64 - Ponte Aronde, em França.	68
Figura 65 - Ponte Reggiolo, em Itália.	70
Figura 66 - Pontes de Palizzi, em Itália.	71
Figura 67 - Ponte Ferroviária de Palizzi, em Itália.	72
Figura 68 - Construção do Viaduto de Millau, em França (Coste, 2010).	73
Figura 69 - Ponte Veitshöchheim, na Alemanha.	74
Figura 70 - Fase construtiva da ponte Veitshöchheim, na Alemanha.	74
Figura 71 - Viaduto de Alcântara, em Lisboa.	75
Figura 72 – Caixão misto (Rosignoli, 2002).	76
Figura 73 – Ponte Chiapas, no México.	77
Figura 74 – Ponte Chiapas durante a fase construtiva.	77
Figura 75 – Sequência de betonagem da laje em tabuleiros mistos.(Rosignoli, 2002)	83
Figura 76 – Planta de estaleiro(Martins, 2009).	90

Figura 77 – Equipamento Eberspächer.....	92
Figura 78 – Levantamento do tabuleiro(Martins, 2009).....	92
Figura 79 – Empurre do tabuleiro(Martins, 2009).....	93
Figura 80 – Retração vertical do pistão(Martins, 2009).	93
Figura 81 – Retração do equipamento(Martins, 2009).	93
Figura 82 – Variação de momentos, durante o lançamento.....	101
Figura 83 - Sistema de eixos considerado pela Norma.....	103
Figura 84 - Definição da altura total a considerar para o cálculo da área de referência.	104
Figura 85 - Zonamento térmico para as condições de Inverno (T_{min}).....	106
Figura 86 - Zonamento térmico para as condições de Verão ($T_{máx}$).....	107
Figura 87 – Esquema representativo das flechas longitudinais recomendadas.	109
Figura 88 – Esquema representativo das flechas transversais máximas.	109
Figura 89 – Tipologia de tabuleiros para definição da largura total da faixa de rodagem.	111
Figura 90 – Divisão das <i>lanes</i> , e respetivas cargas a ser aplicadas.	112
Figura 91 – Load Model 2.....	113
Figura 92 – Zonamento do território para a quantificação da neve.	115
Figura 93 – Planta e alçado da totalidade do viaduto.....	133
Figura 94 – Vista geral do viaduto do Corgo.	134
Figura 95 – Alçado e planta do sub-viaduto central.	134
Figura 96 – Vista geral do sub-viaduto central.	135
Figura 97 – Alçado e planta do sub-viaduto poente.	135
Figura 98 – Vista do sub-viaduto poente.....	136
Figura 99 – Planta do sub-viaduto nascente.	136
Figura 100 – Vista geral do sub-viaduto nascente.....	137
Figura 101 – Execução do sub-viaduto central.....	138
Figura 102 – Execução do sub-viaduto poente.	138
Figura 103 – Execução do sub-viaduto nascente.	138

Figura 104 – Vista geral do sub-viaduto nascente.....	139
Figura 105 – Nomenclatura utilizada para o tabuleiro.....	143
Figura 106 - Dimensões da Secção Transversal adotada.	146
Figura 107 – Elemento de viga Euler-Bernoulli (Azevedo, 2003).....	147
Figura 108 – Geometria e condições de apoio.	148
Figura 109 – Deformada e deslocamentos nodais.	149
Figura 110 – Diagrama de momentos fletores.	149
Figura 111 – Diagrama de esforços transversos.....	150
Figura 112 – Diagramas de momentos fletores para todas as fases de lançamento.....	151
Figura 113 – Envolvente dos diagramas de momentos fletores para todas as fases.	151
Figura 114 – Diagramas de esforços transversos para todas as fases de lançamento.	152
Figura 115 – Envolvente dos diagramas de esforços transversos para todas as fases.....	152
Figura 116 – Diagrama de momentos fletores para as fases 152 (superior) e 153 (inferior).....	153
Figura 117 – Diagrama de momentos obtidos do programa de cálculo automático para a fase 152. ...	154
Figura 118 – Diagrama de momentos obtidos do programa de cálculo automático para a fase 153. ...	154
Figura 119 – Parte superior da secção transversal reta do tabuleiro.	163
Figura 120 – Tipo de tabuleiro considerado.	163
Figura 121 – Esquema ilustrativo do sistema de forças pontuais.....	165
Figura 122 – Modelo de cálculo da estrutura, no programa de cálculo automático.	170
Figura 123 – Modelação do tabuleiro.	170
Figura 124 – Modelação dos pilares.....	171
Figura 125 – Sobrecarga aplicada em todos os tramos.....	171
Figura 126 – Sobrecarga aplicada nos tramos pares.....	172
Figura 127 – Sobrecarga aplicada nos tramos ímpares.....	172
Figura 128 – Modelação das cargas móveis.	172
Figura 129 – Modelação da variação uniforme de temperatura positiva.....	173
Figura 130 – Modelação do apoio deslizantes.....	174

Figura 131 – Modelação dos apoios fixos.	174
Figura 132 – Deformada da estrutura, quando sujeita a variação uniforme de temperatura positiva.	174
Figura 133 – Traçado dos cabos de pré-esforço de utilização (Rosignoli, 2002).	175
Figura 134 – Traçado dos cabos de pré-esforço no primeiro vão.	176
Figura 135 – Esquema do traçado do cabo de pré-esforço.	176
Figura 136 – Esquema do traçado do cabo na zona do 2º pilar.	176
Figura 137 – Sistema de forças equivalentes de pré-esforço aplicadas na estrutura.	177
Figura 138 – Diagrama de cálculo e propriedades consideradas para as armaduras passivas (Jacinto, 2007).	184
Figura 139 - Diagrama de cálculo e propriedades consideradas para as armaduras de pré-esforço (Jacinto, 2007).	185
Figura 140 – Rede de sensores humano e estrutural.	193
Figura 141 – Sistema de aquisição de dados humano e estrutural.	194
Figura 142 – Paralelismo existente entre o corpo humano e um sistema de monitorização “inteligente”.	197
Figura 143 - Localização dos inclinómetros para medição das rotações dos pilares e nariz.	199
Figura 144 - Localização dos LVDT's para medição da rotação linear dos aparelhos de apoio.	200
Figura 145 – Pormenor da localização dos LVDT's.	200
Figura 146 - Corte nos apoios com indicação da localização das células de carga.	200
Figura 147 - Esquema da localização dos extensómetros de embeber no betão.	201
Figura 148 – Esquema da colocação dos transdutores de deslocamentos laterais.	202
Figura 149 - Localização das células de carga para medição da força de pré-esforço aplicada.	202
Figura 150 – Localização das células de carga para medir a tensão sob o maciço de fundação.	203

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Temperaturas mínimas do ar à sombra.....	107
Tabela 2 - Temperaturas máximas do ar à sombra.	107
Tabela 3 – Valores das cargas nas diferentes <i>lanes</i> , segundo o LM1.	112
Tabela 4 – Valores das tensões nas fibras superiores e inferiores.	159
Tabela 5 - Valores das tensões para a Combinação Frequente de ações.	182
Tabela 6 - Valores das tensões para a Combinação Quase Permanente.....	183
Tabela 7 - Valores das tensões para a Combinação Rara de ações.	183

1. Introdução

1.1. Enquadramento Geral

Desde o meu ingresso no curso de Engenharia Civil, houve sempre temas que me suscitaram muita curiosidade e interesse, nomeadamente os relacionados com a área das Estruturas. Uma das questões que sempre me acompanhou ao longo destes anos foi uma constante curiosidade relativamente ao processo de dimensionamento das denominadas “obras de arte”.

A primeira vez que ouvi esta expressão fiquei intrigado, e de facto, após alguma pesquisa, percebi a razão de tal denominação. Essa curiosidade ficou ainda mais patente quando tive a unidade curricular de Estruturas Pré-Esforçadas, onde, pela primeira vez, ouvi um ou dois Professores abordar esses temas com alguma regularidade, tendo de imediato percebido que era algo relacionado com “obras de arte” o que verdadeiramente gostaria de fazer.

Outro aspeto que me motivou a fazer esta dissertação foi o facto de querer aprender algo mais relacionado com um processo construtivo destas estruturas, nomeadamente o método de lançamento incremental (daqui em diante, será utilizada a sigla MLI, nas situações em que se pretende utilizar essa expressão), que apesar de muito pouco utilizado em Portugal, penso que poderá ser de muito interesse, devido à redução do tempo de execução que permite. De salientar que no nosso país somente existe uma “obra de arte” em betão armado pré-esforçado executada recorrendo a este método, que é o Viaduto de Águeda.

Outro fator que foi determinante para a escolha deste tema foi a beleza, elegância e esbelteza deste processo construtivo, conseguindo-se por este motivo uma harmoniosa integração da estrutura no meio envolvente, minorando os aspetos negativos de impacto visual que muitas vezes estão subjacentes a obras desta envergadura.

Outra temática que me suscitou muita curiosidade e interesse durante o meu percurso académico foi a monitorização. É através dela que nos podemos inteirar de como as estruturas se comportam efetivamente, podendo mesmo através dela criar sistemas reativos, que auxiliem os processos construtivos das obras de arte.

Nestes últimos anos, a monitorização da integridade estrutural (SHM – Structural Health Monitoring), tem-se assumido como uma temática emergente e interessante, de aplicação cada vez mais acentuada no mundo da Engenharia Civil. Este conceito está intimamente relacionado com a temática da verificação do desempenho das estruturas em serviço, tendo como *inputs* para essa avaliação, algumas leituras de grandezas que permitem caracterizar o estado da estrutura. É com esta metodologia que se pode considerar, de forma abstrata, que as estruturas são estruturas vivas, sendo dotadas de sistemas de monitorização incorporando diferentes tipos de sensores, permitindo uma melhor (ou seja, mais bem detalhada) e mais precoce caracterização do comportamento delas ao longo do tempo, fornecendo assim um poderoso instrumento durante a fase construtiva, e na manutenção em fase de serviço de estruturas de Engenharia Civil. O passo inovador, que a seguir deve ser dado, é dotar a estrutura de um sistema reativo que atue em certas situações, de forma a evitar acidentes ou que evite que a mesma fique sujeita a esforços demasiado elevados.

Sendo o MLI um processo construtivo de obras de arte de betão armado, pré-esforçado ou não, que tem vindo a ser utilizado cada vez mais, a sua abordagem nesta dissertação assume um interesse relevante. Acresce o interesse na abordagem deste processo construtivo, se este for auxiliado por um sistema de monitorização que permita uma resposta em tempo real às ações a que a estrutura irá estar sujeita.

1.2. Objetivos do trabalho

Este trabalho tem como principais objetivos:

- aumentar o conhecimento sobre as obras de arte existentes;
- perceber a evolução histórica que a construção de obras de arte sofreu, quanto a materiais e técnicas utilizadas;
- ganhar conhecimento sobre os diferentes processos construtivos das obras de arte;
- aprofundar a temática do Método de Lançamento Incremental, e questões relativas ao dimensionamento de obras de arte executadas com este processo construtivo;
- fazer uma aplicação a um caso prático;
- fazer o devido enquadramento da temática da monitorização ao Método de Lançamento Incremental.

1.3. Estrutura da dissertação

Esta dissertação está dividida em 8 capítulos, onde genericamente se aborda a temática do dimensionamento de obras de arte recorrendo ao MLI, fazendo inicialmente um resumo das tipologias das obras de arte, e dos seus processos construtivos.

Neste capítulo 1, faz-se um enquadramento geral da dissertação, sendo referidos os seus objetivos e de que forma esta dissertação foi estruturada.

No capítulo 2, referem-se os diferentes tipos de obras de arte, fazendo-se uma breve descrição das mesmas, e são descritos os materiais que foram sendo utilizados para a execução de obras de arte ao longo do tempo, dando ênfase à tecnologia mais recente preconizada em obras de arte: o pré-esforço.

No capítulo 3, referem-se os diferentes tipos de tabuleiro que existem, sendo ainda referidos os diferentes processos e equipamentos construtivos das obras de arte.

No capítulo 4, é dada ênfase ao processo construtivo do MLI, referindo-se os conceitos-base deste processo; é feita uma síntese histórica das evoluções do método; são referidas as suas limitações e eventuais formas de minorar as mesmas; o campo de aplicação; algumas particularidades relacionadas com a segmentação do tabuleiro e com a ordem de trabalhos; são referidas ainda as vantagens e desvantagens do MLI.

O capítulo 5 é dedicado ao projeto de tabuleiros executados com o MLI e respetivos pilares, referindo -se os critérios gerais de projeto de obras de arte executadas recorrendo a este processo construtivo; são referidos quais os critérios de dimensionamento que devem ser seguidos para obras de arte de betão armado pré-esforçado (BAP) e para estruturas mistas; refere-se um estudo muito importante que deve ser feito, que é o campo de contra-flechas em fase construtiva; são também enumerados alguns aspetos relacionados com o projeto do tabuleiro; finalmente, são mencionadas algumas particularidades no projeto dos pilares (sejam eles provisórios ou definitivos), dos encontros e do nariz de lançamento.

O capítulo 6 é dedicado a uma aplicação prática, sendo primeiramente efetuada uma introdução geral da obra, apresentando-se de seguida todos os cálculos efetuados.

O capítulo 7 versa sobre a monitorização, fazendo-se um enquadramento geral muito breve, sendo de seguida apresentados quais os componentes de um sistema de monitorização, e é apresentado um possível plano de monitorização para obras de arte executadas com o MLI.

Finalmente, o capítulo 8 é dedicado às conclusões do trabalho realizado e identificam-se possíveis desenvolvimentos futuros.

2. As obras de arte no âmbito da Engenharia Civil

2.1. Definição das obras de arte e suas funções

No que concerne à classificação das obras de arte, torna-se interessante distinguir as tipologias básicas atualmente consideradas para estas estruturas. São elas as passagens superiores e inferiores, os viadutos, as pontes e os pontões.

Os viadutos “são pontes sobre um vale seco, ou uma linha de água de pequena importância, ou sobre uma via de comunicação”(Reis, 2002). Na Figura 1, pode ver-se um exemplo de viaduto.



Figura 1 – Exemplo de viaduto.

As pontes são “obras de arte destinadas a permitir o atravessamento de vales, rios, de braços de mar, de outra via, entre outros” (Reis, 2002). Na figura seguinte (Figura 2), pode ver-se um exemplo de uma ponte.



Figura 2 – Exemplo de ponte (Bridge on the Shuwaku Islands) (Prandi, n.d.).

As passagens superiores, de que a inserida na Figura 3 é exemplo, são assim denominadas quando o “viaduto se destina ao atravessamento superior de uma via de comunicação” (Reis, 2002). As passagens inferiores são assim denominadas quando o “viaduto se destina ao atravessamento inferior de uma via de comunicação”.



Figura 3 – Exemplo de passagem superior.

Um pontão designa-se por uma “ponte de pequeno vão, com 10m de extensão, no máximo.”.

2.2. Descrição geral das obras de arte

Uma obra de arte é constituída por diversos elementos. Todos eles contribuem para o bom funcionamento de cada obra de arte.

Na Figura 4, é possível visualizar quais os seus constituintes, de acordo com o documento das Estradas de Portugal.



Figura 4 – Esquema dos constituintes de uma obra de arte (Estradas de Portugal, 2009)

Os principais constituintes das obras de arte são o tabuleiro, os encontros e os apoios intermedios. Os encontros são os responsáveis pela transferencia dos esforcos para o solo. Os apoios intermedios tem como funcao apoiar o tabuleiro, podendo apresentar diversas formas, como pilares, arcos superiores ou inferiores, tirantes e suspensoes, com a diferenca que estes dois ultimos tipos não transferem diretamente estes esforcos para o solo. Por fim, o tabuleiro, que é a essencia e parte principal de uma obra de arte.

2.3. Materiais aplicados e a sua evolução histórica

2.3.1. Síntese histórica dos materiais e técnicas utilizadas

Desde os primórdios da civilização, o Homem sentiu necessidade de construir pontes com o objetivo de procurar alimentos e abrigo, elementos indispensáveis à época para a sua sobrevivência. As primeiras obras de pontes, apesar desta necessidade que o homem tinha das mesmas, não é de natureza humana, mas sim devido à queda natural de árvores ou a fenómenos meteorológicos que assim proporcionaram a sua existência.

A construção de pontes é de facto algo que atravessou inúmeras eras da Civilização, pelo que são diversos os tipos de pontes quanto à utilização de materiais e processos construtivos.

O primeiro material utilizado na construção de pontes foi a madeira. Devido às características deste material, a sua utilização estava limitada ao tráfego pedonal. É por volta do ano 2500 a.C, que se pensa ter sido construída a primeira ponte em arco de alvenaria de pedra na região da Mesopotâmia e Egito.

Os grandes pioneiros da construção de pontes foram os romanos, com a utilização da alvenaria de pedra estrutural com grande resistência à compressão, revestida com tijolo ou cantaria. Estas obras tinham ainda uma característica muito peculiar, que era a forma em arco semicircular, o arco de volta perfeita, arco de volta inteira, arco de pleno centro, arco de meio ponto e o arco romano, conforme se mostra na Figura 5 (Marinho, 2012).

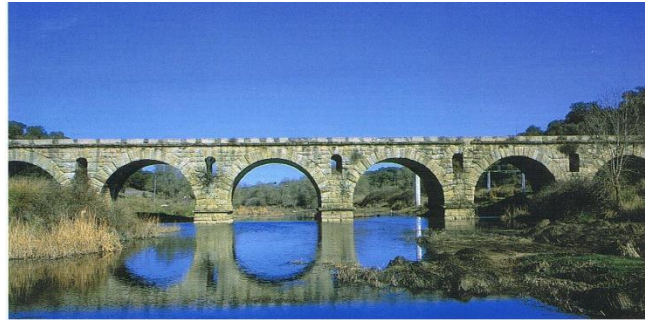


Figura 5 – Ponte Romana sobre a Ribeira de Seda, Portugal.

Outras formas adotadas pelos Romanos eram ainda o arco de volta perfeita, arco de volta inteira, arco de pleno centro, arco de meio ponto e o arco romano.

Com a queda do Império Romano, a construção de pontes reduziu-se consideravelmente até ao período renascentista. No entanto, neste período intermédio, as pontes tiveram uma ligeira evolução, traduzida pela utilização do arco ogival, como é o exemplo da ponte apresentada na Figura 6. Esta alteração não constituiu uma alteração meramente estética, foi também uma alteração estrutural. Os arcos ogivais reduzem substancialmente os impulsos horizontais nos pilares.



Figura 6 – Ponte Valentré em Cahors, França.

Com o Renascimento, surgiu ainda outro tipo de ponte com uma forma inovadora, inspirada no arco ogival da Idade Média, ocultando o ângulo na coroa e fazendo com que se forme uma elipse, de que é exemplo a ponte inserida na Figura 7 (Marinho, 2012).



Figura 7 – Ponte Rialto em Veneza, Itália.

O avanço tecnológico seguinte, adotado em pontes, foi a estrutura em forma de treliça de madeira. Somente após algum tempo de utilização destas estruturas é que se começaram a estudar e compreender os fenómenos de encaminhamento de cargas que se desenvolviam nestas estruturas.

Até esta altura, nenhum estudo tinha sido efetuado nesse sentido, tendo sido a primeira pessoa a fazê-lo, o americano Squire Whipple, projetista de centenas de pontes em treliça de madeira. Este estudo possibilitou uma redução substancial da quantidade de material utilizado. A Figura 8 e a Figura 9 são exemplos dos estudos efetuados atrás mencionados.

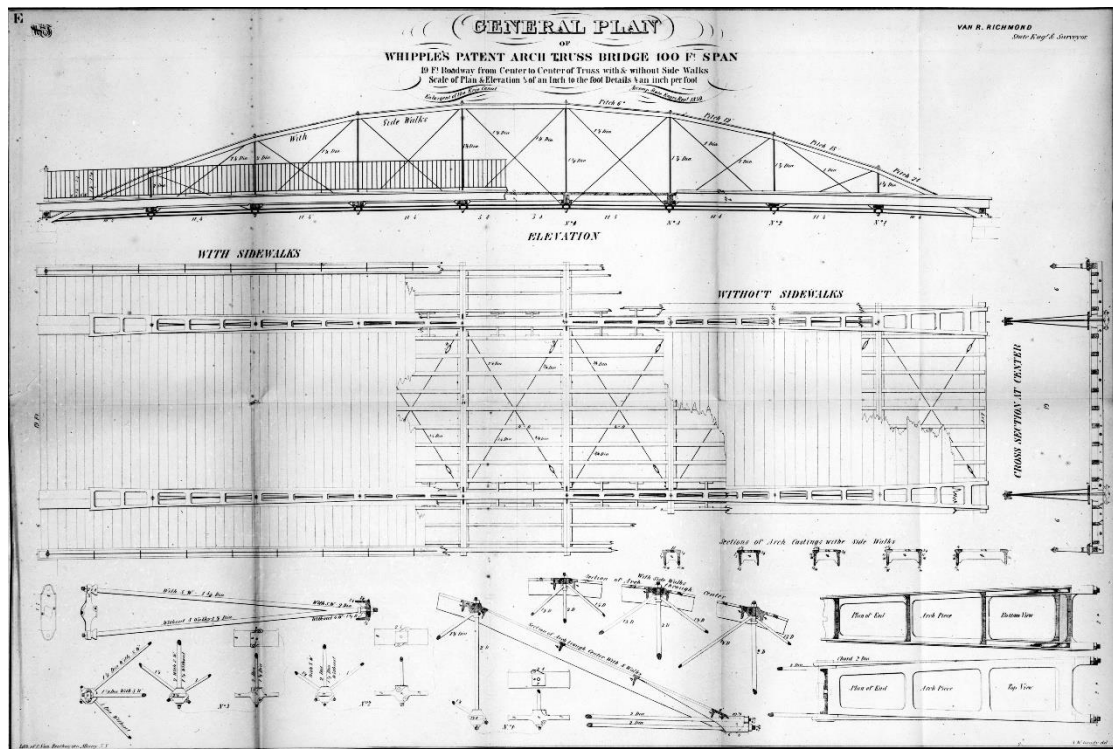


Figura 8 – Desenhos de Squire Whipple (Holth, 2011).

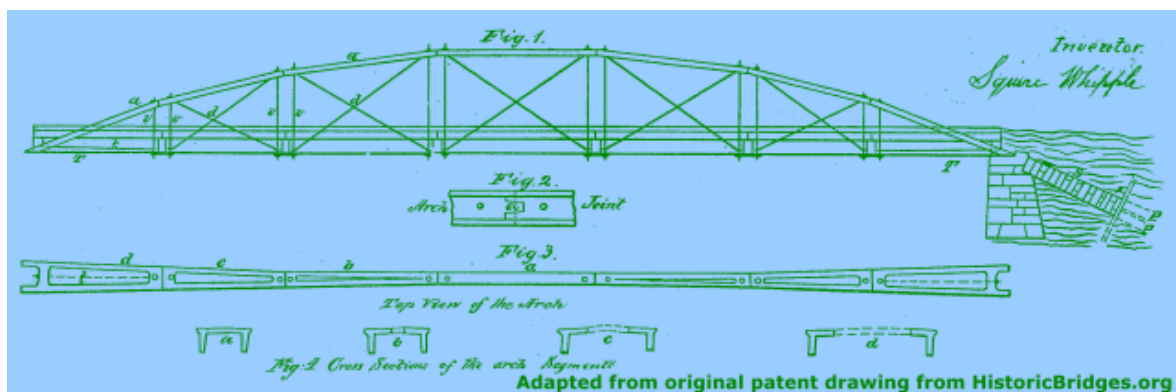


Figura 9 – Desenho de Squire Whipple pormenorizado (Holth, 2011).

Com a Revolução Industrial, ocorre uma mudança no paradigma da construção de pontes. Antes da Revolução Industrial, os materiais de eleição eram a pedra e a madeira. Após essa época, o material de eleição passou a ser o ferro, material que apresenta maior resistência à tração e compressão do que a madeira, e, por isso mesmo, economicamente mais viável. A primeira obra recorrendo ao material acima citado é a Ponte sobre o rio Severn, que se apresenta na Figura 10, com um vão de aproximadamente 30 metros, cuja forma se

assemelha ao de uma ponte em arco de pedra, aproveitando assim, a resistência do ferro a esforços de compressão.

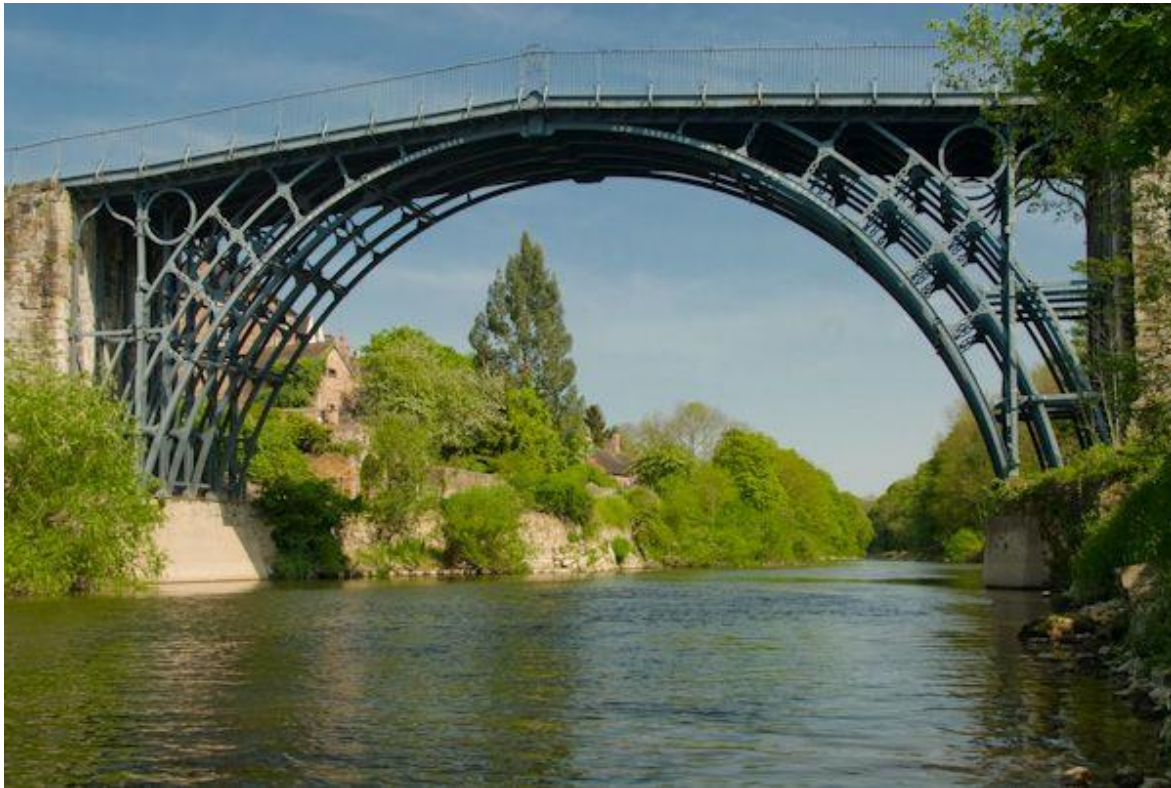


Figura 10 – Coalbrookdale Bridge, em Inglaterra.

O surgimento de um novo meio de transporte, como o comboio, levou a que novas estruturas fossem construídas, sendo o ferro, em estrutura treliçada, o elemento escolhido. Este facto deve-se às características do tráfego ferroviário, que se caracteriza por ser constituído por veículos de cargas muito elevadas, e cujos efeitos dinâmicos são muito relevantes para o comportamento da estrutura.

No início do séc. XIX, com o surgimento do cimento Portland, começou a ser desenvolvido o material que até hoje é muito utilizado, o betão armado. Este material, ainda hoje é largamente aplicado, quer em obras de arte, quer em edifícios. O betão apresentava uma vantagem muito significativa, que era a elevada trabalhabilidade, quando comparado com outros materiais utilizados até à data, pelo que estas estruturas podiam ter as formas pretendidas pelo projetista.

Desde o início do uso do betão que se tem tentado anular uma das suas grandes desvantagens, que é a sua deficiente resistência à tração. Uma primeira solução foi a introdução de armaduras ordinárias, criando assim aquilo que genericamente se designa de betão armado.

Com o passar do tempo, o comportamento do betão foi sendo escalpelizado cada vez com mais detalhe e as suas características foram sendo estudadas e melhoradas, permitindo o uso de formas cada vez mais vanguardistas e arrojadas, de que a obra de arte inserida na Figura 11 é exemplo.



Figura 11 – Ponte com arco em betão simples sobre a Foz do Rio Tua, Portugal.

Entretanto, chegou-se à conclusão, que para situações em que as estruturas estavam sujeitas a esforços de grande envergadura, o betão armado não conseguia dar uma resposta quer económica, quer tecnicamente eficiente (Marinho, 2012).

A solução para esse problema passou por introduzir um sistema de forças interno que coloque sob compressão as zonas mais tracionadas das fibras da peça, surgindo assim o conceito usualmente designado por “pré-esforço”.

No ano de 1930, Freyssinet, devido ao iminente colapso da ponte em betão armado Le Veudre sobre o rio Allier, aplica aquilo a que se chama “pré-esforço”. No entanto, o conceito de Freyssinet foi desenvolvido um pouco antes da data acima referida, baseando-se no facto de que o betão era um material que apresentava um comportamento mais eficaz à compressão do que à tração.

O betão pré-esforçado foi ensaiado pela primeira vez pelo americano P.H. Jackson, no ano de 1886, que viu com sucesso ser aprovada a sua patente, que consistia num processo de aplicação de pré-esforço a um conjunto de varões roscados com o objetivo de formar arcos de betão em estruturas que serviam como lajes de piso. Dois anos após, C.E.W Doehring na Alemanha, patenteou um processo semelhante, com o objetivo de evitar o aparecimento de fendas no betão.

No entanto, as primeiras tentativas desenvolvidas não foram bem sucedidas porque a tensão de pré-esforço era tão baixa que essa pré-tensão introduzida no aço era facilmente perdida devido a fenómenos de retração e fluência do betão.

O conceito de betão pré-esforçado, tal como o conhecemos nos dias de hoje, deve-se principalmente a Freyssinet, que estudou com algum detalhe os fenómenos das perdas de pré-esforço por retração e por fluência do betão. Foi ainda Freyssinet que adotou pela primeira vez o pré-esforço por aderência, mas foi E. Hoyer que primeiro desenvolveu este processo em aplicações práticas. A utilização do betão pré-esforçado não foi uma prática

comum até ao aparecimento de processos fiáveis e económicos de tensionamento e ancoragem das armaduras. Para o desenvolvimento destas técnicas de pré-esforço, contribuíram decisivamente Freyssinet e Magnel (Figueiras, 1993).

Assim que as técnicas de pré-esforço estavam completamente controladas e o risco de erro era menor, o próximo passo seria como executar estas peças mais rapidamente para dar resposta à maior procura que se estava a fazer sentir. Foi aí que surgiu a pré-fabricação de elementos pré-esforçados.

A pré-fabricação de parte de obras de arte veio ultrapassar algumas das dificuldades que até ao seu surgimento se faziam sentir, nomeadamente em zonas onde o espaço era limitado.

No nosso país, a pré-fabricação começou a ser utilizada há cerca de 25 anos. Nos dias de hoje, a pré-fabricação tem sido usada em viadutos de grande desenvolvimento, com um certo grau de repetibilidade de vãos ou em zonas citadinas.

Uma das tecnologias que permitiu que a pré-fabricação tivesse uma evolução tão rápida foi a utilização de pré-esforço, já que o recurso a esta tecnologia abriu o leque de utilização desta metodologia a obras em que os vãos são de uma dimensão maior. Um exemplo dessa utilização dos cordões de pré-esforço é ilustrado na figura seguinte (Figura 12).



Figura 12 – Vigas em I pré-fabricadas.

As formas mais utilizadas de elementos pré-fabricados são as vigas em I ou em U com pré-lajes apoiadas nas suas abas superiores e com posterior betonagem *in situ* da laje do tabuleiro.

A construção de elementos pré-fabricados, apesar de ser um método construtivo bastante rápido, devido à relativa facilidade de execução, carece de investigação detalhada do comportamento da zona de ligação das aduelas, nomeadamente as juntas de ligação. A estas zonas estão associadas pontos fracos da estrutura, onde escasseia ou é inexistente a armadura ordinária, colocando assim em causa a estabilidade estrutural da obra.

2.3.2. O pré-esforço como invenção fundamental para o desenvolvimento das obras de arte

O maior contributo que o pré-esforço deu ao desenvolvimento das obras de arte foi permitir aumentar o comprimento dos vãos, vencendo distâncias que até esta data eram impensáveis de ser vencidas, com recurso a soluções de betão armado.

O comportamento do betão pré-esforçado pode ser explicado e analisado recorrendo a três diferentes conceitos, que passarão a ser explicados de seguida:

O primeiro, passa pelo conceito de se pré-esforçar o betão para o transformar num material elástico.

Por outras palavras, se não houver tensões de tração no betão, não existirão fendas e toda a secção do betão é ativa, comportando-se como um material elástico. Posto isto, é importante distinguir os dois sistemas de forças a que o betão está sujeito: pré-esforço e as ações exteriores.

Tomando como exemplo uma viga simplesmente apoiada, as ações exteriores, nomeadamente o peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas, provocam tensões de tração nas fibras inferiores, sendo estas contra-balançadas pelas tensões de compressão devidas ao pré-

esforço aplicado previamente. Uma solução inicial passa por aplicar o pré-esforço no centro de gravidade da peça, no entanto, esta solução não é a mais adequada, já que leva à aplicação de forças de pré-esforço muito elevadas, que podem ser diminuídas, aplicando uma excentricidade ao cabo de pré-esforço, localizando-o junto das fibras inferiores.

No caso de uma viga contínua, em que a distribuição de momentos origina trações nas fibras inferiores, e nas fibras superiores, o cabo deve ter a excentricidade adequada ao sinal do momento que é aplicado nessa secção, ou seja, se a secção está sobre um apoio, estará sujeita a momentos negativos, pelo que o cabo de pré-esforço terá que estar mais próximo da fibra superior, minimizando os efeitos de tração que o momento negativo provoca. O inverso se passa nas fibras a meio vão.

Tem, por isso, que garantir que não se verificam tensões de tração na secção de betão.

Em suma, sempre que possível, o pré-esforço deve ser aplicado com a maior excentricidade possível, reduzindo-se assim a quantidade de pré-esforço, o que se traduzirá em significativas reduções de custos (Figueiras, 1993).

O segundo conceito está assente na conjugação de dois materiais, em que um deles (o aço) tem alta resistência.

Para se tirar o máximo partido do aço de alta resistência, é necessário submetê-lo a deformações elevadas, pelo que, se este aço fosse aplicado no betão sem ser previamente tensionado, o betão que o envolve iria estar sujeito a diversos fenómenos de fendilhação e/ou esmagamento ainda antes que se mobilizasse a resistência total da armadura. Em consequência, torna-se necessário tensionar o aço de alta resistência a um nível σ_{p0} , e ancorá-lo no betão por forma a desenvolver um efeito favorável.

O terceiro conceito consiste em pré-esforçar uma peça com o intuito de alcançar a carga equivalente.

Segundo este conceito, o pré-esforço deve ser aplicado de tal forma que este consiga contrariar as cargas atuantes sobre os elementos. Em situação de projeto de estruturas pré-esforçadas, o efeito do pré-esforço é visto como um sistema de cargas equivalentes às ações exteriores relevantes (Figueiras, 1993).

As técnicas de pré-esforço dividem-se em dois tipos:

- pré-tensão;
- pós-tensão.

A pré-tensão é um tipo de pré-esforço em que os cabos são tensionados antes da betonagem do elemento, sendo que a transferência do esforço do betão dá-se por aderência, depois do betão adquirir a resistência necessária.

De seguida, é ilustrada a sequência do processo de pré-tensão.

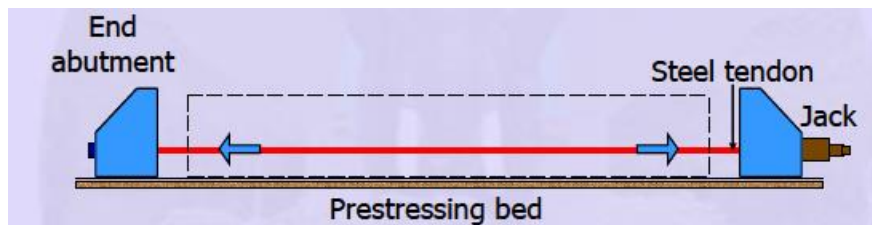


Figura 13 – Pré-Tensão dos cabos (Sengupta & Menon, n.d.).

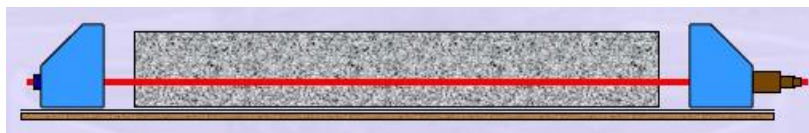


Figura 14 – Betonagem do elemento (Sengupta & Menon, n.d.).

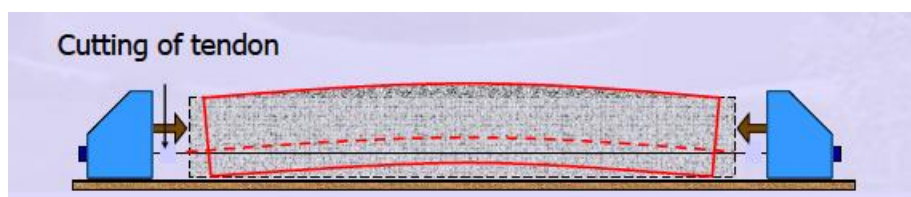


Figura 15 – Transferência do Pré-Esforço (Sengupta & Menon, n.d.).

O pré-esforço por pré-tensão apresenta algumas vantagens e desvantagens, que a seguir são enumeradas.

As desvantagens são:

- A necessidade de uma mesa de pré-esforço para se realizar as operações de pré-tensão;
- A necessidade de haver um período de cura do betão até que este ganhe a resistência suficiente para resistir às forças de pré-esforço;
- A necessidade de garantir uma boa aderência entre o aço de pré-esforço e o betão.

As vantagens são:

- A possibilidade de aplicação em sistemas de pré-fabricação, ou seja, em centrais de elevada produção;
- A dispensa de colocação de ancoragens nas peças de betão.

O outro tipo de aplicação de pré-esforço é a pós-tensão. Neste tipo de pré-esforço, as armaduras são tensionadas quando o betão adquire a resistência necessária. O pré-esforço é aplicado recorrendo a cabos munidos de ancoragens nas extremidades e colocados em bainhas de modo a ficarem livres durante a betonagem. Depois do betão adquirir a resistência necessária, o pré-esforço é aplicado, tensionando os cabos por meio de macacos hidráulicos que se apoiam no betão, sendo em seguida os cabos ancorados nas extremidades(Figueiras, 1993).

O processo de execução deste tipo de estruturas é constituído pelas seguintes etapas:

- Posicionamento das bainhas;
- Betonagem do elemento, deixando as bainhas de pré-esforço no seu interior;
- Colocação dos cabos;
- Colocação dos blocos de ancoragem e macacos hidráulicos;

- Aplicação da tensão nos cabos;
- Colocação das cunhas;
- Corte dos cabos.

Os processos acima referidos podem ser ilustrados através das seguintes figuras:

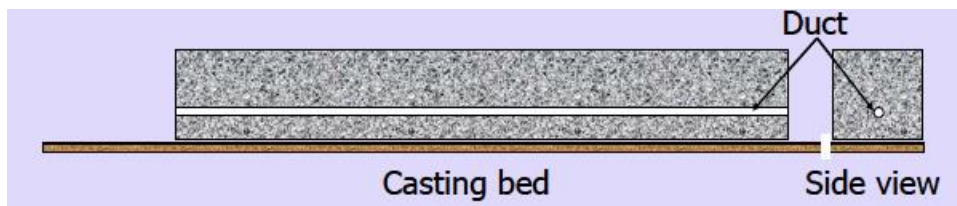


Figura 16 – Betonagem do elemento (Sengupta & Menon, n.d.).

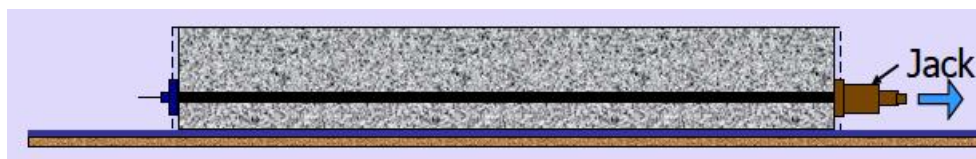


Figura 17 – Aplicação do Pré-Esforço (Sengupta & Menon, n.d.).

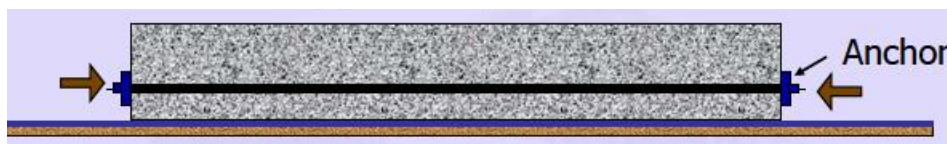


Figura 18 – Transferência do Pré-esforço (Sengupta & Menon, n.d.).

De seguida, são apontadas as vantagens e desvantagens da pós-tensão:

As desvantagens são:

- Necessita de dispositivos de ancoragem e de equipamentos que façam a injeção da calda de cimento nas bainhas, no caso particular de o sistema de pré-esforço ser interno.

As vantagens são:

- Adequabilidade em elementos de grandes dimensões, e de peso elevado;

3. Os atuais tipos e processos construtivos de obras de arte

Ao longo deste capítulo, faz-se uma referência geral aos principais tipos e processos construtivos de obras de arte. De realçar que o MLI, cujo estudo é o objetivo desta dissertação, e sendo um método construtivo muito generalizado e aplicável a muitos tipos de obras de arte, será por isso mais detalhado nos capítulos 4 e 5.

3.1. Os tipos de tabuleiros

Para além da tipologia estrutural de uma obra de arte, estas são distinguidas, previamente, pelo tipo estrutural da sua parte principal, que é o tabuleiro, sendo aqui necessário distinguir o tipo de desenvolvimento longitudinal e a sua secção transversal.

3.1.1. Os tipos de tabuleiro, conforme o seu desenvolvimento longitudinal

Consoante o desenvolvimento longitudinal do tabuleiro, estes podem dividir-se em 3 tipos fundamentais.

São eles os tabuleiros simplesmente apoiados; os tabuleiros contínuos apoiados em pilares, ou suspensos por tirantes ou cabos; e os tabuleiros semi-contínuos.

Os tabuleiros simplesmente apoiados são de rara aplicação nos dias de hoje, devido à elevada deformação a que poderão estar sujeitos.

Os tabuleiros contínuos são a aplicação mais atual e corrente nas obras de arte.

Os tabuleiros semi-contínuos são uma variante dos tabuleiros contínuos, mas aplicados em situações em que o comprimento da obra de arte é de tal maneira grande que não se compadece com as deformações horizontais provocadas por variações de temperatura e retração, pelo que se introduzem, ao longo de todo o comprimento da obra, juntas de dilatação intermédias em zonas de duplo suporte.

3.1.2. Os tipos de tabuleiro, conforme a sua secção transversal

Os tabuleiros de obras de arte podem ter diversas tipologias, quanto à sua secção.

A aplicação mais simples é a constituída por lajes planas simples, apoiadas em muros de encontros nas passagens inferiores (Figura 19). Esta solução é muito aplicada em autoestradas ou vias equiparadas.

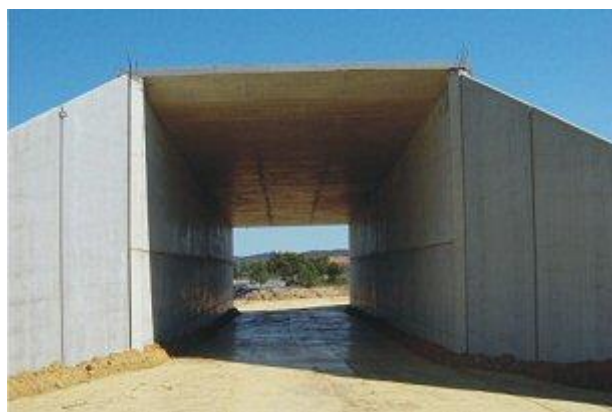


Figura 19 – Exemplo de laje plana simples.

Outro tipo muito comum de tabuleiro é o tabuleiro em laje ortotrópica, que é constituído por vigas de rigidez longitudinais e transversais, betonadas em simultâneo com a laje, como é o caso da Ponte da Arrábida, no Porto, ilustrada na Figura 20.



Figura 20 – Ponte da Arrábida, no Porto.

Ainda outra solução é o tabuleiro de betão armado, pré-esforçado ou não, com vigas longitudinais de rigidez (Figura 21) e laje superior nelas apoiada, tudo executado numa única betonagem, como é o caso de muitos viadutos.



Figura 21 – Tabuleiro de BAP com vigas longitudinais de rigidez e carlingas sobre os apoios intermédios.

Uma alternativa à solução anterior é uma solução em que as vigas longitudinais são em betão pré-fabricado, em I ou em U, e em que a laje superior é posteriormente executada com auxílio de pré-lajes (Figura 22). Esta solução é muito utilizada, já que é de rápida execução e não necessita de ocupar a via inferior.



Figura 22 – Tabuleiro de BAP com vigas pré-fabricadas.

O mesmo se aplica a soluções com vigas longitudinais metálicas em I ou U, de que a Figura 23 é exemplo.



Figura 23 – Tabuleiro de vigas longitudinais metálicas.

Existe outro tipo de tabuleiro, que é o de caixão em betão, constituído ou não, por septos interiores, consoante a maior ou menor largura do tabuleiro. Um exemplo deste tipo de tabuleiro é o que está presente na Figura 24, que é o da Ponte de São João, no Porto.



Figura 24 – Tabuleiro de caixão em betão.

Outro tipo ainda de tabuleiro é o tabuleiro em caixão misto aço-betão (Figura 25), em que o banzo inferior e as almas são metálicos, em forma de U, e a laje superior é em betão.



Figura 25 – Tabuleiro em caixão misto aço-betão.

É de referir ainda o tabuleiro constituído por duas lajes de betão, uma inferior e outra superior, ligadas entre si por uma estrutura metálica treliçada, como é o caso da Ponte Europa (Figura 26), em Coimbra, onde a laje inferior (Figura 27) é passagem pedonal, e a laje superior destinada ao tráfego rodoviário.



Figura 26 – Ponte Europa, em Coimbra (Unibetão, 2011).



Figura 27 – Vista longitudinal do tabuleiro pela laje inferior da Ponte Europa.

Ainda outro tipo de tabuleiro é o constituído por secções especiais, como é o caso de estruturas metálicas treliçadas tridimensionais, sendo um exemplo a Ponte 25 de Abril (Figura 28), em Lisboa. Acresce a curiosidade de esta ponte ser constituída por uma via inferior, destinada ao tráfego ferroviário, e uma via superior, destinada ao tráfego rodoviário, como a Figura 29 pretende representar.

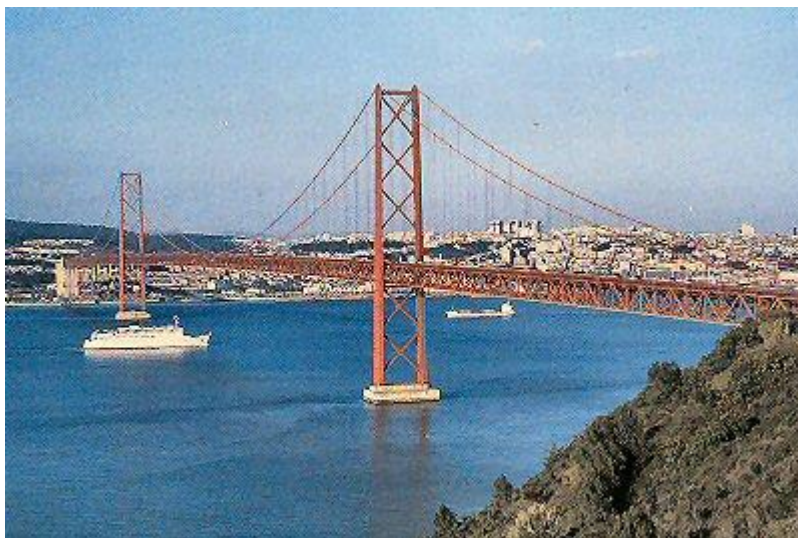


Figura 28 – Ponte 25 de Abril, em Lisboa (Gabinete das Pontes sobre o Tejo, 1966).

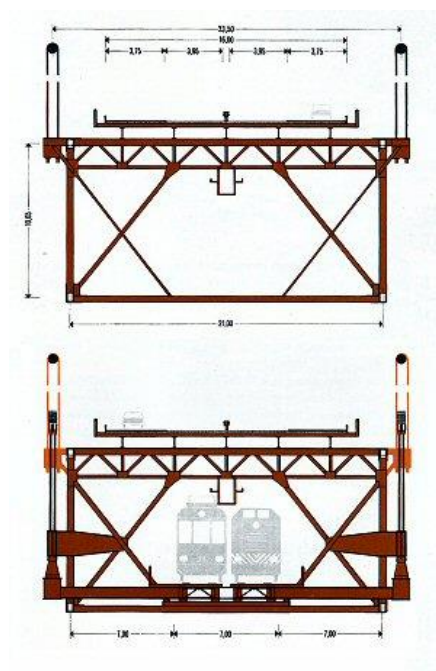


Figura 29 - Secção Transversal do tabuleiro da Ponte 25 de Abril (antes e depois da introdução da via ferroviária)(Gabinete das Pontes sobre o Tejo, 1966).

3.2. Os tipos estruturais das obras de arte

3.2.1. Viadutos e pontes com tabuleiro suportado em encontros e pilares

O tipo estrutural mais comum de obras de arte é um funcionamento de tabuleiro em viga simplesmente apoiada, ou viga contínua apoiada em um ou mais pilares.

O tipo estrutural mais elementar consta de um único vão suportado por encontros extremos.

Muitos exemplos desta tipologia podem ser encontrados na Via de Cintura Interna, no Porto.

A Figura 30 ilustra bem esse facto.



Figura 30 - Via de Cintura Interna, no Porto (Romão, 2012).

Em obras de arte mais longas, o tabuleiro tem, entre os encontros, vários suportes intermédios em pilares. Este tipo de obra de arte funciona como se de uma viga contínua apoiada em pilares se tratasse (Figura 31). Nos apoios de extremidade (encontros) não

haverá momentos no tabuleiro, enquanto sobre os pilares ocorre o oposto, ou seja, teremos momentos negativos nas secções que se encontrem sobre estes.



Figura 31 - Viaduto executado por tramos sucessivos (Associates, n.d.).

Entre o tabuleiro e os pilares, pode haver, ou não, continuidade estrutural. A fim de evitar que a deformação imposta pelo tabuleiro conduza a momentos fletores elevados nos pilares, especialmente quando estes apresentam elevada rigidez, podem ser introduzidos aparelhos de apoio, tornando as duas partes descontínuas.

Um caso particular de tabuleiro com funcionamento similar a uma viga contínua apoiada em pilares (contínuos ou não com o tabuleiro), resulta do processo construtivo por carros de avanço, que será abordado no subcapítulo seguinte.

Neste tipo de construção, o tabuleiro é executado a partir dos pilares de forma progressiva, por pequenas consolas ou segmentos (Figura 32). As consolas vão aumentando faseadamente, em troços cujo comprimento varia entre 2 e 6 m de comprimento. Estes troços denominam-se aduelas.

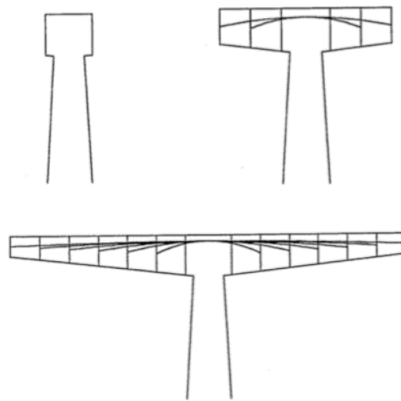


Figura 32 - Desenho esquemático da metodologia de construção por avanços sucessivos.

Deste processo construtivo, resulta uma viga contínua sobre os pilares, unindo com aduelas de fecho as diversas consolas entre pilares.

3.2.2. Viadutos e pontes atirantadas

O princípio de funcionamento consiste num tabuleiro sustentado por cabos retilíneos e inclinados, designados de tirantes, fixos nos mastros. Têm sido cada vez mais utilizados devido ao facto de estas soluções para além de permitirem vencer grandes vãos, possuírem uma certa beleza arquitetónica. A obra de arte representada na Figura 33 é um exímio exemplo da beleza arquitetónica que atrás foi referida.



Figura 33 – Exemplo de ponte atirantada.

Este tipo de obra de arte pode ser dividido em vários tipos, principalmente devido à disposição dos tirantes: em semi-harpa, harpa ou leque. Quanto à tipologia de mastro utilizado, os tirantes podem ser de pano simples ou duplo.

Na Figura 34, pode visualizar-se através de esquemas as diferenças entre as tipologias acima referidas.

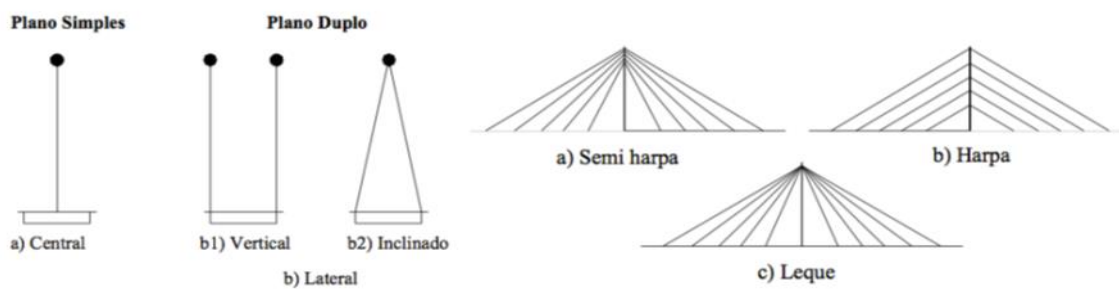


Figura 34 – Diferentes tipologias de tirantes.

Como pode ser constatado, os três principais constituintes destas estruturas são os tirantes, o tabuleiro e o mastro.

Os tirantes são os elementos responsáveis pela sustentação do tabuleiro, sendo estes criteriosamente distribuídos ao longo do desenvolvimento do tabuleiro. Estes elementos são

ancorados numa das extremidades no mastro, e na outra servem de suporte elástico do tabuleiro.

O encaminhamento de cargas nestas estruturas dá-se da seguinte forma: as ações são aplicadas no tabuleiro, que originam esforços de tração nos tirantes. E estes por fim, originam esforços de compressão nos mastros (Figura 35).

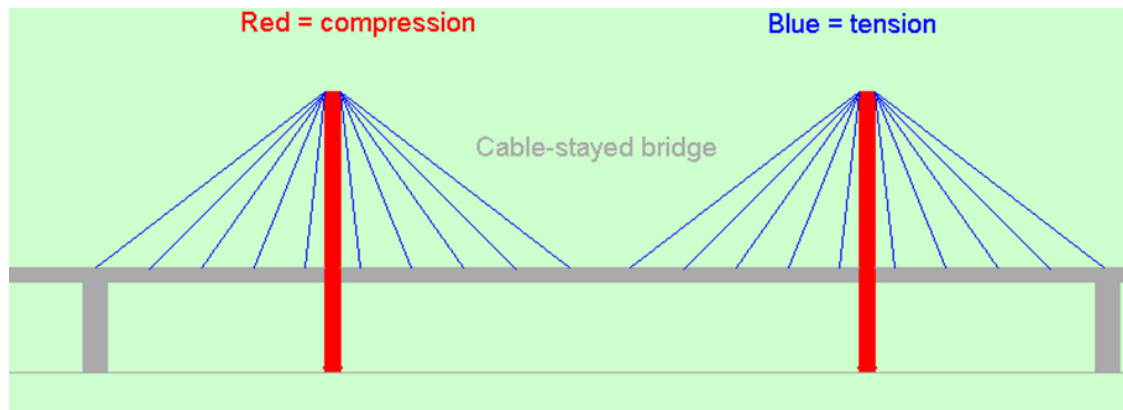


Figura 35 – Funcionamento do encaminhamento de cargas.

O procedimento de dimensionamento destas estruturas passa por se definir o número de cabos, e por conseguinte o seu espaçamento. Inicialmente, a função dos tirantes era materializar uma série de apoios intermédios, o que já não se verifica atualmente, visto que estes foram transformados em apoios quase contínuos e elásticos do tabuleiro.

No dimensionamento destas obras de arte, deve ter-se especial atenção na limitação da flexão do tabuleiro por forma a escolher a melhor distribuição dos esforços sob o carregamento permanente a que a ponte vai estar sujeita (Marinho, 2012; Reis, 2002).

Esta tipologia pode ser aplicada em vários processos construtivos de obras de arte, como é o caso dos avanços sucessivos, o cimbra ao solo, e mesmo na metodologia construtiva abordada nesta tese: o lançamento incremental (Figura 36)(Rosignoli, 2002).



Figura 36 - Viaduto estaiado, construído pelo método do lançamento incremental.

No dimensionamento destas estruturas deve ter-se em conta os efeitos de retracção e fluência do betão, e como nos tirantes estes fenómenos não ocorrem, é necessário que a distribuição dos esforços seja efetuada da melhor forma possível.

Em Portugal, é possível encontrar diversos exemplares deste tipo de pontes, mas porventura aquela que mais se destaca é a Ponte Vasco da Gama, sobre o rio Tejo (Figura 37).



Figura 37 - Ponte Vasco da Gama, em Lisboa.

3.2.3. Pontes com tabuleiro suspenso ou suportado por arcos em compressão

As pontes em arco distinguem-se em dois tipos, conforme a sustentação do tabuleiro.

Num primeiro caso (Figura 38), as ações sobre o tabuleiro são transmitidas para pilares em compressão (como se de um viaduto em tramos sucessivos se tratasse). Por sua vez, os pilares, são neste caso, suportados por um arco inferior em compressão. Esses arcos transmitem, finalmente, as suas reações para os encontros e pilares ou fundações intermédias.

Num segundo caso (Figura 39), as ações sobre o tabuleiro são transmitidas como forças de tração para pendurais verticais em tração. Por sua vez, estes são suportados por um arco superior, que fica em compressão. Esses arcos são, finalmente, apoiados nos encontros ou pilares intermédios.



Figura 38 - Ponte com arco inferior.



Figura 39 – Ponte com arco superior.

3.2.4. Pontes com tabuleiro suspenso por cabos em parábola e tirantes verticais

O princípio base das pontes suspensas está em que o peso do tabuleiro e das cargas atuantes no mesmo são suportados por pendurais, que por sua vez são suportados por cabos com geometria de catenária. Esse princípio é ilustrado na Figura 40. Estes últimos devem ser ancorados em cada uma das margens num firme rochoso ou num maciço de contrapeso que consiga suportar os esforços transmitidos; bem como em pilares intermédios, que suportam as catenárias laterais e central.

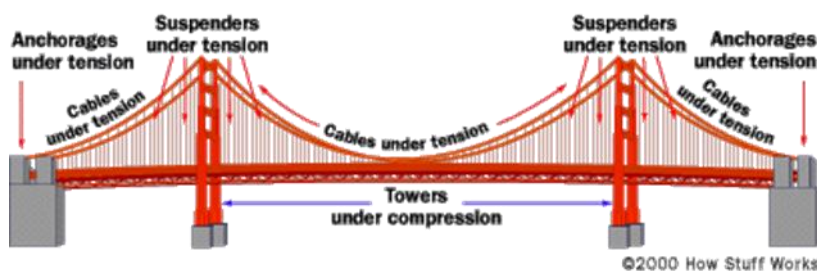


Figura 40 - Esquema elucidativo do funcionamento de pontes suspensas.

Na atualidade, este tipo de pontes é preconizado em situações em que o vão a vencer seja muito grande, sendo o material escolhido o aço.

De salientar que o funcionamento estrutural destas estruturas é muito semelhante ao das pontes em arco, mas inverso, já que é a sua forma que lhe confere a resistência necessária, trabalhando essencialmente à tração, minimizando as flexões que possam surgir derivado da sua flexibilidade.

Os cabos que estão na estrutura têm uma rigidez diminuta à flexão. A sua forma curva deverá vencer todo o vão entre as duas torres, sendo a sua montagem alvo de estudos muito detalhados de variação de deformação até se chegar à geometria de parábola na fase final do processo construtivo, tirando partido do traçado curvilíneo de forma a mobilizar a rigidez axial destes elementos. Para que isso aconteça, são aplicados em primeiro lugar cabos auxiliares, sendo estes os primeiros a ligar um encontro ao outro.

Os cabos são suportados pelas torres, podendo estas apresentar diversas formas. Na atualidade, tem-se optado pela solução em pilares metálicos.

Uma das pontes mundialmente mais emblemáticas deste tipo é a Golden Gate Bridge, executada entre 1933 e 1937 (Figura 41). É uma ponte que apresenta um desenvolvimento total de 2737 metros, incluindo acessos. O vão central, entre torres, mede 1280 metros, impressionantes à data de construção. As torres erguem-se a uma altura de 227 metros acima do nível do mar. Os cabos que sustentam o peso do tabuleiro, e o transferem para as torres, apresentam um diâmetro de 92 centímetros.

.



Figura 41 – Ponte Golden Gate, em São Francisco.

3.3. Os processos e equipamentos construtivos atuais das obras de arte

3.3.1. Cimbres apoiados no solo

O cembre ao solo é usado desde há muitos anos, nomeadamente na construção de pontes em alvenaria (Figura 42). O cembre era constituído por madeira e algumas cordas, evoluindo posteriormente para escoras metálicas, como é atualmente.

É aplicado principalmente na realização de pontes em betão armado, ou mesmo ainda em pontes de pedra, apesar de estas não serem tão comuns nos dias de hoje.



Figura 42 – Típico cimbra ao solo.

É realizada uma cofragem provisória apoiada num cimbra fixo ao qual também se pode chamar cavalete.

Estas estruturas são constituídas por tubos ou perfis metálicos, apoiados no solo recorrendo a soluções relativamente simples, tais como tábuas de madeira ou pequenas lajes de betão armado pré-fabricadas, com o intuito de fazer uma melhor distribuição de cargas para o solo. Como estas estruturas são metálicas, são suscetíveis de sofrer instabilidade, pelo que devem ser devidamente contraventadas, mesmo quando a estrutura se encontra a uma cota de trabalho reduzida. Deve ser ainda avaliada a capacidade resistente do solo, a fim de se aferir se o mesmo é capaz de resistir aos esforços que lhe são transmitidos sem sofrer deformações excessivas, podendo estas levar ao colapso da estrutura.

Esta metodologia tem uma particularidade relativamente ao cimbra auto-lançável, que é a necessidade de se proceder ao desmonte de toda a estrutura de suporte, não se podendo efetuar o seu deslocamento para a posição seguinte até que o betão atinga a resistência necessária (Reis, 2002).

As principais características deste método são:

- Robustez;

- Possibilidade das torres serem movimentadas com grua;
- Rapidez de montagem;
- Não requerer mão-de-obra especializada.

Estas estruturas estão sujeitas a três fenómenos de grande importância que devem ser controlados rigorosamente, nomeadamente o deslizamento, o derrube do cimbre e a encurvadura, pelo que devem ser verificadas todas as premissas de segurança para as situações mais desfavoráveis, relativamente a cada um destes fenómenos.

A ação do vento deve ser tida em conta visto que, consoante a dimensão do cimbre, o seu efeito pode ser agravado, sendo ainda esse efeito agravado com o aumento da altitude.

O cimbre ao solo pode ser dividido em dois tipos: o contínuo e o semi-contínuo.

O cimbre ao solo contínuo (Figura 43) é caracterizado pela continuidade da estrutura metálica que suporta a cofragem ao longo de toda a extensão do tramo de tabuleiro em execução.



Figura 43 - Execução da ponte sobre o rio Ínsua.

O cimbre ao solo semi-contínuo distingue-se do tipo anterior por conter uma parte do cimbre constituída por vigas metálicas longitudinais elevadas, do tipo treliçado ou de alma cheia, apoiadas nos extremos por suportes ao solo especiais e reforçados, destinados à transposição de ferrovias, estradas ou rios de pequena largura (Figura 44). Tal tipo de vigas é também

utilizado em zonas com taludes muito inclinados do terreno, onde não é possível a implantação de cimbres contínuos.



Figura 44 – Cimbre semi-contínuo.

3.3.2. Vigas de lançamento auto-lançáveis

Nesta metodologia, é utilizada uma viga de lançamento metálica auto-sustentável apoiada sobre os pilares e encontros, e por vezes sobre uma parte do tabuleiro já construído, movendo-se de um tramo para o tramo que se segue de forma autónoma. Esta metodologia permite vencer vales extensos, rios e desnivelamentos urbanos sem a necessidade de ser utilizado escoramento ao solo.

As vigas de lançamento são constituídas por uma viga portante longitudinal e por uma plataforma que suporta ou suspende as cofragens ou os elementos pré-fabricados.

As vigas portantes podem ainda ser de alma cheia ou treliçada, sendo em ambos os casos de tal forma construídas, que possibilitem a fácil montagem e desmontagem para futuras reutilizações.

Este processo construtivo enquadra-se em obras de traçado retilíneo ou com pequena curvatura, de grande extensão, e são usualmente de secção constante. O vão-tipo está compreendido entre os 30 e os 55m. A dimensão do vão ótimo situa-se entre os 40 e os 50m. O comprimento de cada troço executado é, normalmente, igual ao comprimento de cada tramo (distância compreendida entre pilares), localizando-se as juntas de betonagem entre troços nas secções do tabuleiro onde ocorrem as inversões de momentos. Geralmente, o vão dos diferentes tramos da estrutura é constante, contudo, no caso de existir um vão superior aos restantes, este pode ser executado recorrendo a um apoio auxiliar provisório, possibilitando assim a utilização da mesma viga de lançamento usada na construção dos tramos mais curtos (Bastos, 2012).

Este processo construtivo apresenta a desvantagem do seu elevado custo devido à aquisição, transporte, montagem e desmontagem da viga metálica de lançamento. O custo elevado destes equipamentos só pode ser amortizado em estruturas de grande comprimento ou através da sua utilização em diversas obras.

O método apresenta algumas vantagens, que são enumeradas de seguida:

- Rapidez de execução: um vão pode demorar 5 a 7 dias a ser construído, consoante o tipo de estrutura do tabuleiro executado;
- Fácil acesso à frente de trabalho;
- Sistematização de processos;
- Não é necessária a utilização do solo subjacente ao tabuleiro;
- Segurança no trabalho.

A geometria do tabuleiro, dos pilares e da viga de lançamento não podem ser estudados separadamente, já que a geometria de cada um deles tem influência na distribuição dos esforços na estrutura.

A secção transversal do tabuleiro é, geralmente, constituída por vigas em T, podendo também ser constituída por vigas em caixão. As vigas em caixão podem ser utilizadas em pré-fabricação, já que quando estas são betonadas *in situ* e devido à sua forma, implicam a necessidade da utilização de uma cofragem interior, abrاندando assim o ritmo de trabalho devido às operações de montagem e desmontagem das cofragens.

A relação ótima entre a altura da secção do tabuleiro e o vão é de cerca de 1/15, variando entre os valores 1/12 e 1/18.

O dimensionamento do pré-esforço de pontes construídas por este método construtivo parte do pressuposto de que o comportamento do tabuleiro se assemelha ao de uma estrutura contínua (Bastos, 2012).

VIGA DE LANÇAMENTO SUPERIOR DE ASSEMBLAGEM

Esta viga tem como função o apoio da assemblagem de vigas ou aduelas pré-fabricadas e deve ser dimensionada de tal forma que consiga suportar o peso de um tramo completo (Figura 45). As operações que fazem parte desta metodologia, que são o transporte e a colocação dos elementos, podem ser realizadas de formas diversas, independentes ou não da viga de lançamento, dependendo da incorporação ou não de dispositivos de lançamento e manuseamento dos elementos pré-fabricados.



Figura 45 - Viga de lançamento superior de assemblagem (Singh, 2014).

As vantagens e desvantagens associadas a esta metodologia são as mesmas referidas anteriormente, dependendo de a viga ser superior ou inferior ao tabuleiro, referindo-se que neste caso não há necessidade da colocação de cofragem (Bastos, 2012; Marinho, 2012).

VIGA DE LANÇAMENTO SUPERIOR COM COFRAGEM SUSPensa

Tal como o nome indica, neste tipo de viga de lançamento, as vigas portantes encontram-se a uma cota superior à do tabuleiro. A viga apoia-se sobre a parte do tabuleiro já efetuada e nos pilares que se encontram à sua frente (Figura 46). Em fase de betonagem, a cofragem é suspensa da viga portante utilizando tirantes, posicionados de tal forma que os esforços sobre a viga portante sejam minimizados (Bastos, 2012; Marinho, 2012).



Figura 46 - Viga de lançamento superior com cofragem suspensa.

Tal como os outros processos, a este processo estão associados certas vantagens e desvantagens.

As desvantagens são:

- o equipamento utilizado provoca a obstrução do plano de trabalho por elementos de suspensão;
- a necessidade de estes elementos terem de atravessar o tabuleiro, o que obriga à sua desmontagem sempre que se pretende fazer avançar a viga de lançamento;

As vantagens são:

- a forma do tabuleiro e dos pilares não está tão condicionado pelo método construtivo;
- a viga portante pode ser dimensionada para a sua altura ótima, já que não existem restrições de altura a que se tenha que obedecer;
- não há necessidade de se proceder a escavações ou aterros.

VIGA DE LANÇAMENTO INFERIOR COM COFRAGEM SUPORTADA

Neste caso, a viga portante suporta superiormente a cofragem e o equipamento encontra-se sob o tabuleiro. Geralmente, existem duas vigas portantes, que avançam pelos lados exteriores dos pilares (Figura 47). Quando os pilares não possuem qualquer travessa entre eles, podem existir mais vigas portantes que avançam entre os pilares.

No caso de não se recorrer a escoramentos ao solo para a montagem da viga de lançamento sob o primeiro vão, existe a necessidade de que a plataforma de montagem se encontre a uma cota mais baixa do que a cota do tabuleiro. Se assim for, estas vigas são as indicadas para obras em que as rampas de acesso são efetuadas em aterro, evitando escavações e aterros suplementares (Bastos, 2012).



Figura 47 - Viga de lançamento inferior com cofragem (Cofrimarte, n.d.).

Recorrendo à viga de lançamento inferior, é necessário ter-se consciência das suas desvantagens e vantagens.

As desvantagens são as seguintes:

- alguma dificuldade na progressão das vigas de lançamento;
- necessita de dispositivos especiais fixos aos pilares para suporte das vigas portantes;
- limitação ao realizar obras curvas;
- no caso de se querer manter uma determinada altura livre sob o tabuleiro, a altura das vigas portantes fica condicionada.

As vantagens são as seguintes:

- fácil acesso ao plano de trabalho;
- não necessita da utilização de elementos de suspensão.

VIGA DE LANÇAMENTO COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

Uma das mais eficientes estruturas conhecidas cientificamente é a estrutura do corpo humano. É com base nas estruturas do corpo humano, usualmente designadas de bio estruturas, que o Pré-Esforço Orgânico surge. Naturalmente que não se pode fazer um paralelismo absoluto, já que as estruturas não têm uma capacidade auto-regenerativa como os músculos têm. No entanto, é possível em Engenharia dotar as estruturas de um sistema reativo “efector” que varie o esforço e resistência ao longo do tempo consoante a solicitação a que as estruturas estejam a ser sujeitas, minimizando assim as variações excessivas de esforços.

O músculo humano, fazendo o paralelismo com os termos de Engenharia, é uma estrutura que reage com forças variáveis conforme a solicitação a que esteja exposto. Ou seja, o músculo humano pode ser visto como uma estrutura que transforma energia em forças variáveis, conforme a sua necessidade (Figura 48).

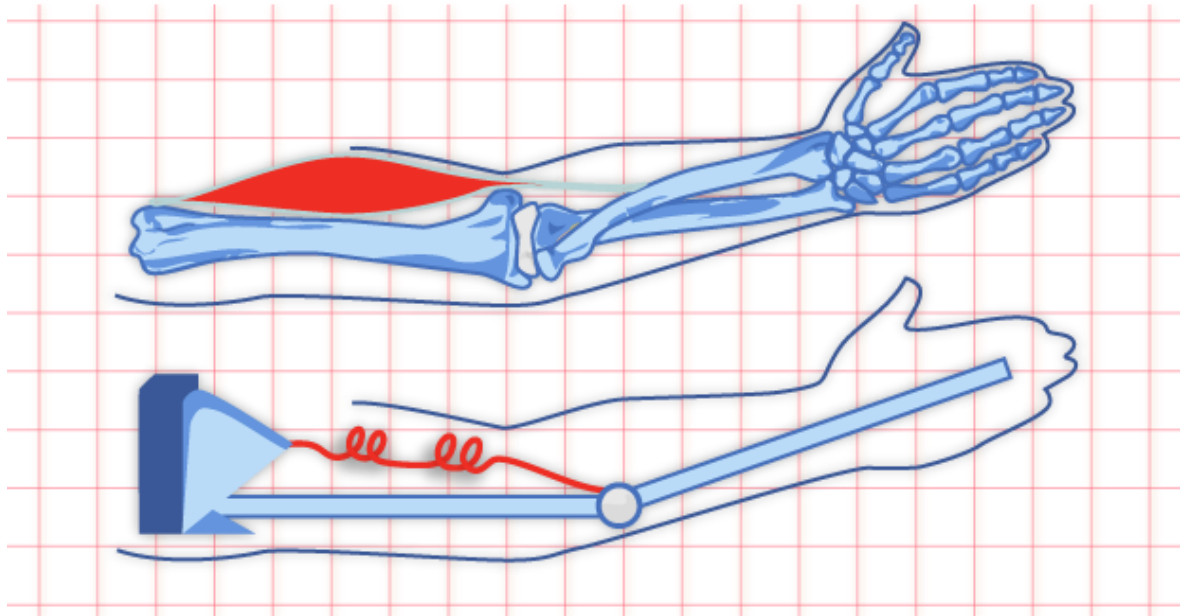


Figura 48 - Princípio de funcionamento do pré-esforço orgânico (BERD, 2004).

A grande questão que a comunidade científica tinha era de como materializar a variação de força de que os músculos estão dotados a uma estrutura real. Para tal, era necessário encontrar uma forma de transformar essa energia. A forma encontrada foi recorrer a elementos que transformem essa energia em energia elástica induzida na estrutura. Os elementos que melhor reproduzem essa variação são os macacos hidráulicos e os electroimans (Pacheco, 1998).

Os músculos humanos são constituídos por sarcómeros, que por sua vez são constituídos por duas proteínas: a actina e a miosina.

Quando o corpo humano “decide” contrair, é induzida uma fonte de energia química que provoca o movimento relativo entre a actina e a miosina, o que altera a forma do respetivo sarcómero. Este fenómeno altera o módulo de elasticidade do músculo, e também o estado de tensão a que está sujeito. Este rearranjar das microestruturas constituintes do músculo faz com que os ossos nunca estejam sob tensões que lhes sejam prejudiciais.

É nesta linha de pensamento que surgem as vigas de lançamento com pré-esforço orgânico (Organic Pre-stressing System, OPS). É um sistema de pré-esforço auto-regulável que

recorre a três elementos que permitem a sua aplicação: as ancoragens orgânicas, os cabos de pré-esforço e um rigoroso sistema de monitorização (Figura 49).

O OPS trata-se de um sistema equivalente a um interruptor, ou seja, nas secções em que a secção esteja excessivamente comprimida, têm que ser aplicadas forças que contrariem essa compressão, aliviando os esforços nessa secção. O mesmo se passa nas secções que estejam a ser tracionadas (Pacheco, 1998).



Figura 49 - Aplicação do OPS na Ponte sobre o Rio Sousa, em Portugal (BERD, 2004).

Como todas as metodologias aqui descritas, o OPS apresenta algumas vantagens e desvantagens.

As suas desvantagens são:

- fiabilidade, ou seja, ainda existe alguma relutância na utilização deste método, por se tratar de uma metodologia muito recente, e que necessita de algum tempo para ser integrada no mercado;

- é um processo que é sensível a falhas de energia e avarias, devido à utilização de um sistema interligado de sensores e atuadores, cuja falha no funcionamento pode condicionar a segurança durante o processo construtivo.

As vantagens associadas a este método são as seguintes:

- redução das perdas de pré-esforço;
- para carregamentos que sejam aplicados lentamente à estrutura, constata-se uma redução de 70% na rigidez da estrutura e 30% de redução de massa estrutural;
- tensões permanentes reduzidas;
- redução dos efeitos da fluência.

3.3.3. Carros de avanço

Os carros de avanço (Figura 50) são os equipamentos utilizados no processo construtivo também conhecido como método de avanços sucessivos (“construction par encorbellement”, em francês; ou “cantilever method”, em inglês).

Podem existir dois tipos de carros de avanço, conforme os tipos de aduela executadas. Quando as aduelas são betonadas *in situ*, o carro de avanço possui uma cofragem suspensa para esse efeito. Refira-se adicionalmente que essa cofragem permite a variação da secção do tabuleiro em altura e da largura do banzo inferior. Para o caso de aduelas pré-fabricadas, os carros de avanço possuem equipamentos de elevação especiais para elevar e fixar as aduelas.



Figura 50 - Ponte Saadiyat, Abu Dhabi, Emirados Árabes Unidos (Zublin AG, n.d.).

Os carros de avanço são equipamentos fixos à aduela anteriormente executada em relação àquela que está em execução, e são movimentados mecanicamente de aduela para aduela.

Cada aduela é sustentada apenas pela anterior até que esta adquira a resistência suficiente para lhe ser aplicado o pré-esforço e para suportar o peso da aduela seguinte. O tabuleiro já construído tem de ser capaz de sustentar o peso das cofragens e de todo o equipamento necessário aos trabalhos, para além do peso próprio da aduela em execução (ver anterior Figura 32).

A estabilidade das consolas é garantida, faseadamente, pelo pré-esforço equilibrando uma parte dos esforços devido ao peso próprio das consolas. Como é natural, estes esforços vão aumentando com o crescimento da consola, levando este facto à necessidade da introdução de cabos de cada vez que se realiza um novo troço da consola.

A este tipo de processo construtivo, estão associadas algumas vantagens, sendo que a que mais se evidencia é a dispensa da utilização de escoramentos, tornando assim a construção independente das condições de espaço inferior à obra de arte (Reis, 2002).

Este método oferece ainda outras vantagens tais como uma utilização mais reduzida de cofragem, cuja dimensão não necessita de ser superior a uma aduela; uma maior rentabilidade no trabalho manual devido à mecanização de tarefas repetitivas; uma

flexibilidade de execução permitindo acelerar a construção aumentando o número de pontos de partida e ainda a rapidez de execução que pode chegar a 10m de tabuleiro por dia no caso de aduelas pré-fabricadas(Reis, 2002).

3.3.4. Sistemas especiais de elevação e fixação

São utilizados geralmente na execução de pontes com tabuleiro suspenso (Figura 51), executado por segmentos ou tramos pré-fabricados, aplicando-se quer a pontes com arco superior ou de suspensão por catenária.



Figura 51 - Sistema especial de elevação para pontes suspensas.

Tal como noutros processos, podem ser usadas metodologias complementares, tais como os avanços sucessivos, que devem ser realizados simetricamente relativamente à torre e à parte central do vão principal. As peças são içadas até à sua posição final até a ligação das duas consolas estar materializada. Podem ainda ser utilizadas aduelas pré-fabricadas para a construção da ponte suspensa, sendo que a elevação das diversas peças é feita com a ajuda dos cabos de suporte.

3.3.5. Lançamento incremental

Esta metodologia consiste na execução do tabuleiro por tramos sucessivos, com pré-execução num estaleiro colocado antes de um dos encontros, sendo depois os tramos ligados e empurrados em conjunto até à sua posição final, por movimentação longitudinal. É uma metodologia utilizada na construção de viadutos e pontes e aplicável a muitas tipologias estruturais.

Por ser o alvo desta dissertação, o método será abordado com maior detalhe nos capítulos 4 e 5.

4. O MLI para execução de tabuleiros

4.1. Conceitos base

O método de lançamento incremental de tabuleiros de betão armado pré-esforçado consiste na execução de tramos sucessivos do tabuleiro para vãos da ordem dos 50 m, recorrendo à pré-execução do tramo numa das extremidades da obra de arte, atrás de um dos encontros. Essa pré-execução consiste na betonagem *in situ* de partes do tramo ou assemblagem, parcial ou total, de partes pré-fabricadas. A estas partes constituintes de um tramo, dá-se o nome de segmentos, cuja necessidade e definição detalhada serão dados mais adiante.

No caso de tabuleiros de BAP, após a aplicação do betão, de ser garantida a solidarização do novo segmento ao segmento anterior (através da aplicação de cabos de pré-esforço de ligação) e de este ter ganho presa, o pré-esforço estrutural é aplicado e o tabuleiro avança faseadamente para a sua posição final (Figura 53 e Figura 54). Para o efeito, recorre-se a um conjunto de macacos hidráulicos que fazem com que o tabuleiro, equipado na sua extremidade frontal com o “nariz de lançamento”, avance sobre os pilares, como na Figura 52 se ilustra.

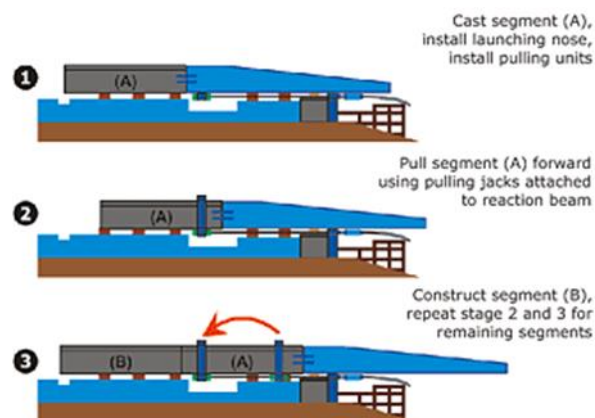


Figura 52 - Ciclo de trabalho no estaleiro de uma obra com MLI.

Completado o processo de lançamento do tabuleiro, é possível retirar uma parte do pré-esforço da fase construtiva e, usualmente é aplicado um reforço de pré-esforço de continuidade do tabuleiro (Rosignoli, 2002).

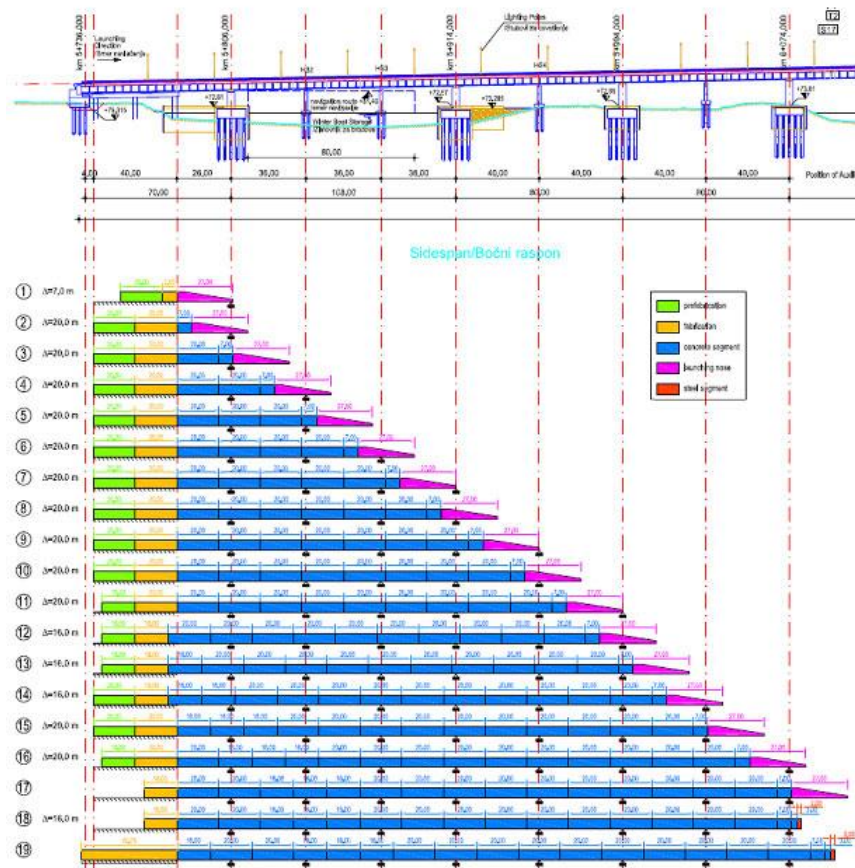


Figura 53 - Esquema representativo do lançamento incremental com as sucessivas fases de construção de uma ponte (Louis Berger Group, 2009).

De salientar que, apesar de o lançamento incremental estar inicialmente associado à pré-execução de tabuleiros no estaleiro antes do encontro, por betonagem *in situ* nesse local, é perfeitamente possível adaptá-lo à pré-execução do tabuleiro utilizando elementos anteriormente pré-fabricados noutros locais.

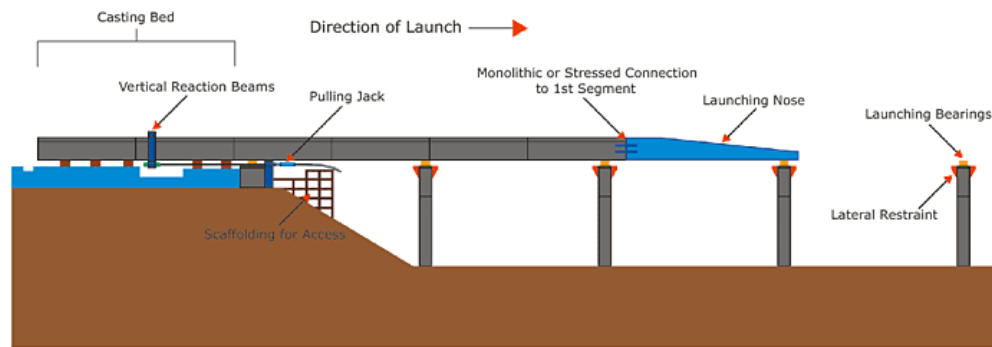


Figura 54 - Funcionamento do lançamento do tabuleiro.

O lançamento incremental de pontes mistas aço betão tem muitas semelhanças com o que é aplicado nas pontes de betão armado pré-esforçado. No entanto, neste tipo de estruturas, e como os esforços de lançamento dependem em grande escala do peso próprio do tabuleiro, as vigas de aço são lançadas previamente, e posteriormente, quando o lançamento destas está completo, a laje de betão é betonada *in situ* ou colocada, sob a forma de painéis pré-fabricados.

Comparativamente, o MLI e o método recorrendo a vigas de lançamento auto-lançáveis diferem num aspeto importante que se prende com a inversão do esquema de construção. No MLI, a cofragem está fixa numa das extremidades da obra de arte e é o tabuleiro que se desloca, sendo “empurrado” com o recurso a um sistema de macacos hidráulicos faseadamente, ou seja, o tabuleiro vai avançando como se de uma consola se tratasse até atingir o pilar (Figura 55). No método construtivo recorrendo a vigas de lançamento auto-lançáveis, é precisamente o oposto que ocorre, ou seja, é a cofragem que se desloca para possibilitar a betonagem de um novo tramo do tabuleiro, sendo estes executados na sua posição final.



Figura 55 - Viaduto em fase construtiva, com o nariz de lançamento.

O lançamento incremental apresenta um conjunto de características que, de forma sucinta, se apresentam de seguida(Rosignoli, 2002):

- Os tramos do tabuleiro são constituídos por segmentos com 15 a 25 metros de comprimento (a necessidade desta segmentação será explicada mais adiante), que são executados sequencialmente, geralmente um por semana;
- O estaleiro, onde se executam os segmentos do tabuleiro, localiza-se atrás de um dos encontros, podendo ser coberto. A sua localização possibilita rapidez e qualidade na execução. Obras existem em que o grande desenvolvimento longitudinal implica a co-existência de estaleiros junto de ambos os encontros;
- Para se proceder ao lançamento do tabuleiro, é utilizado equipamento hidráulico (Figura 56), localizando-se este(s) no(s) encontro(s) onde se situa(m) o estaleiro(s);
- Os apoios do tabuleiro nos pilares, na fase inicial, têm ser apoios deslizantes, com reduzido atrito longitudinal, e que impeçam os movimentos transversais do tabuleiro em avanço;

- Durante a fase de lançamento, para reduzir o atrito entre tabuleiro e os aparelhos de apoio deslizantes sobre os pilares, o tabuleiro deverá ser provido, na sua face inferior, de chapas em aço-inox, que permitirão o deslizar do tabuleiro sobre o Teflon dos aparelhos de apoio.
- No final da fase construtiva, os apoios de lançamento são eventualmente substituídos por aparelhos de apoio finais de outro tipo, dependendo dos esforços que se pretende que sejam transmitidos aos pilares;
- O recurso a juntas pode ser dispensado, já que os segmentos podem ser solidarizados entre si com a aplicação de pré-esforço. No entanto, o normal passa pelo recurso a juntas de betonagem, soldadura, ou aparafusamento na ligação de um elemento ao anterior, consoante o tipo de secção do tabuleiro;
- A parte frontal de lançamento é, normalmente, dotada de um nariz metálico com alguma rigidez, resistência e leveza, tendo duas finalidades. Uma é reduzir os momentos negativos do tabuleiro do primeiro tramo, quando este está em consola. A outra finalidade é fazer com que esse primeiro tramo possa transpor os diferentes pilares, obrigando esse primeiro tramo a uma deformação ascendente, oposta à sua deformação descendente por peso próprio;
- Em certos casos, quando os vãos entre pilares não são constantes e ocorrem vãos de maior comprimento, pode ser necessário o uso de pilares provisórios entre os pilares definitivos da obra de arte, tendo como objetivo a redução dos esforços que se geram durante o lançamento;
- Qualquer secção do tabuleiro, durante a fase de lançamento, vai estar sujeita quer a momentos negativos, quer a momentos positivos, conforme esteja sobre os pilares, ou no meio vão, entre estes.



Figura 56 – Macacos Hidráulicos (GmbH, n.d.).

4.2. Síntese histórica e evoluções do método

As primeiras aplicações do MLI datam do ano de 1860, tendo sido utilizados em viadutos metálicos, aproveitando assim as características do aço, já que o aço é um material que apresenta uma boa capacidade de resistir quer a esforços de compressão, quer a esforços de tração. A característica atrás referida é fundamental para este processo construtivo, já que todas as seções irão estar sujeitas quer a momentos negativos, quer a momentos positivos. Somente passados cem anos, é que esta técnica foi aplicada a uma estrutura de betão, mais concretamente no ano de 1959 numa ponte de betão armado pré-esforçado sobre o rio Ager, na Áustria. Esta ponte foi dimensionada por Fritz Lehonardt e Willi Baur, apresentando um comprimento total de 280 metros, com vãos-tipo de 84,7 metros de extensão, e uma altura de tabuleiro de 4,3 metros. Esta ponte era constituída por aduelas pré-executadas de 9 metros, tendo estas sido previamente assembladas a dois carris laterais, que estavam suportadas por um cimbra apoiado no terreno. Procedeu-se, de seguida ao lançamento das aduelas uma a uma, até à sua posição final, onde foram solidarizadas às anteriores recorrendo-se a juntas de betão e cabos concentrados de pré-esforço. A solução preconizada

para o pré-esforço em fase de utilização era um sistema de pré-esforço exterior. Esse sistema de pré-esforço exterior consistia num conjunto de cabos exteriores, sendo de seguida tensionados a partir das duas extremidades do tabuleiro. (Rosignoli, 2002)

O material que possibilitou o avanço do tabuleiro era maioritariamente constituído por rolos de madeira, sendo lubrificados com óleo.

A metodologia construtiva do lançamento incremental como nós a conhecemos hoje apresenta muitas diferenças com a metodologia construtiva que foi preconizada para a ponte sobre o rio Ager, já que na construção desta recorreu-se a um elemento de suporte, ao longo de toda a extensão da obra a realizar, e a estrutura avançada não era contínua.

Passados dois anos, em 1961, a primeira ponte de betão armado construída recorrendo ao lançamento incremental foi executada, na cidade de Guyana, na Venezuela, (Figura 57) tendo sido projetada por uma equipa de projetistas constituída por Fritz Lehonardt, Andrä e Associados.

O rio Caroni, à data, era um rio que se caracterizava por ter grandes variações do nível médio das águas, podendo estas variações chegar até aos 12 metros, e ainda por ser um rio cuja velocidade de corrente era de 5m/s. Estes dois aspetos atrás mencionados contribuíram de forma decisiva para a escolha do processo construtivo do MLI.



Figura 57 - Ponte em Guyana, Venezuela.

A ponte em questão tem um comprimento total de 500 metros, foi construída recorrendo a aduelas pré-fabricadas com 9.2 metros de comprimento e é constituída por vãos de 48 e 98 metros. É uma ponte que possui duas faixas de rodagem, com um total de 10m de largura, acrescidos de 2,8 metros de largura de cada lado para os respetivos passeios. Quanto à seção transversal, a solução adotada foi o caixão de BAP com uma altura de 5.6m, que é uma dimensão que corresponde a $1/17$ do comprimento dos vãos interiores.

Os segmentos do tabuleiro foram executados num estaleiro situado numa das margens do rio, tendo sido posteriormente empurrados para a posição final, recorrendo a carris de madeira, sendo conectados com o recurso a juntas construídas *in situ* ao segmento anteriormente empurrado. Antes de se proceder ao lançamento do conjunto dos segmentos, era aplicado o pré-esforço através de cabos exteriores situados dentro do caixão. Nesta obra, para se lançar o tabuleiro, recorreu-se a um elemento que permite uma fácil identificação do processo construtivo para ela preconizada, que foi o nariz de lançamento.

Também nesta obra, foram construídos pilares provisórios a meio de cada vão, com o objetivo de reduzir os esforços durante o lançamento (Rosignoli, 2002).

Em 1977-78, construiu-se uma outra ponte em tudo semelhante à primeira recorrendo também ao lançamento incremental, para se aumentar a capacidade da ponte existente.

Quando a construção da ponte sobre o rio Caroni se encontrava na sua fase final, foi integrado na equipa de Fritz Lehonardt e Andrä um elemento que em muito contribuiu para a melhoria deste processo. Tratava-se de Bernard Gohler. Foi este novo elemento que, após constatar que o desvio dos cabos pré-esforçados se tratava de uma ação complexa e dispendiosa, propôs a colocação de cabos adicionais retilíneos numa fase posterior ao lançamento, fazendo assim uma clara distinção entre pré-esforço da fase de lançamento e o pré-esforço da fase de serviço, proposta essa que ainda hoje se preconiza.

Uma limitação muito significativa deste processo construtivo até àquela altura era a necessidade que se tinha de construir o tabuleiro em segmentos muito curtos. Porém, esta limitação motivou a ideia de construir segmentos mais longos atrás do encontro, e que por cada par ou trio de segmentos se efetuasse uma única operação de aplicação de pré-esforço, que os solidarizasse entre si. Para que tal fosse possível, instalou-se um estaleiro de pré-fabricação do tabuleiro munido de um sistema de cofragem fixo na zona imediatamente antes do encontro.

A inclusão de Bernard Gohler nesta equipa trouxe algumas alterações que se revestiram de um carácter muito relevante para o processo construtivo do MLI (Gohler & Pearson, 2000):

- instalação de um estaleiro de pré-fabricação, equipado com um sistema de cofragem fixa, na retaguarda de um dos encontros, de forma a que o ciclo de betonagem se resumisse a uma semana;
- o processo de lançamento tornou-se menos complexo, ao passar a ser aplicado a uma estrutura contínua, evitando assim, elevar o tabuleiro nas zonas sobre os apoios;
- uma das alterações mais significativas desta parceria, e que ainda hoje é preconizada, foi a diferenciação entre dois sistemas de pré-esforço: o pré-esforço de lançamento e o pré-esforço de utilização adicional que irá complementar o de lançamento.

Finalmente, em Agosto de 1964, foi pedido o registo de patente, mas somente em Março de 1967, é que esta foi concedida. Para que esta fosse aceite, muito contribuiu a aplicação prática deste sistema pela primeira vez na construção da ponte Kufstein, sobre o rio Inn no ano de 1965. Esta ponte teve diversos fenómenos de fendilhação, contribuindo muito para este fenómeno, o facto de esta não ter sido munida de armaduras de pré-esforço para a fase construtiva. Na construção desta ponte, foi ainda aplicado um material que resultou de uns estudos efetuados por Andra: o Politetrafluoretileno, vulgarmente designado por Teflon. Este material veio substituir os apoios metálicos que eram utilizados previamente.

O Teflon é um material polímero aplicado sobre os apoios (Figura 58), que permite um escorregamento mais fácil do tabuleiro, já que o coeficiente de atrito deste material é da ordem dos 5%, bastante inferior ao do aço. Este material tem ainda a vantagem de dispensar a operação de levantamento ligeiro do segmento para se poder continuar a operação de lançamento (também devido à sua elasticidade).

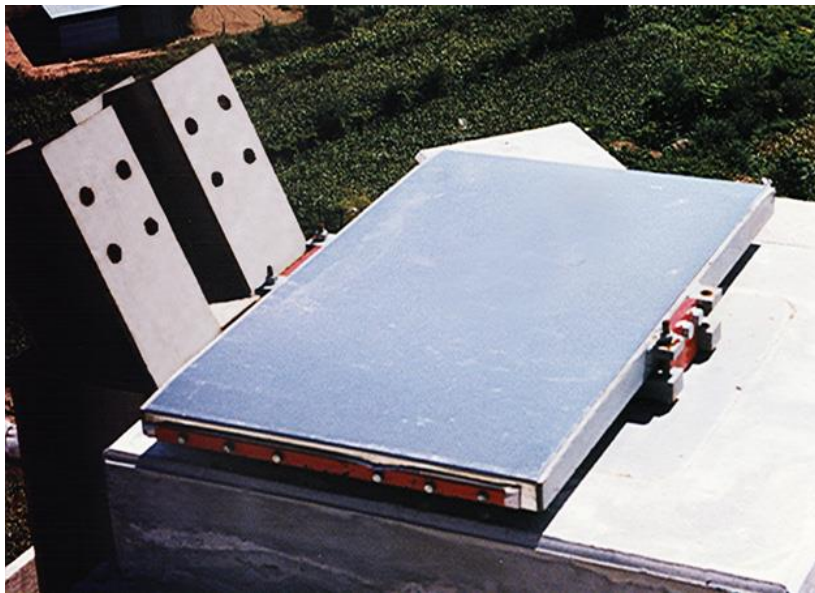


Figura 58 - Apoios deslizantes, em Teflon (LCW, 1998).

Os anos que se seguiram foram anos em que a competição entre os diversos processos construtivos foi bem vencida. O MLI, entre os países europeus teve uma boa aceitação, ao contrário do que aconteceu nos EUA, onde não foi tão facilmente aceite. A primeira obra de arte executada com o MLI nos EUA data de 1977, e é uma ponte que atravessa o rio Wabash, no estado de Indiana, que é ilustrada na Figura 59 e na Figura 60.



Figura 59 - Ponte em construção sobre o Rio Wabash, EUA.



Figura 60 - Ponte sobre o Rio Wabash, EUA.

A American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) considerou que, na altura que este método construtivo foi lançado, se tratava de um método que tinha requisitos tecnológicos muito exigentes, e que era um processo construtivo demasiado avançado tecnicamente. Assim que a comunidade científica internacional se apercebeu de tal receio da congénere americana, foram lançadas diversas publicações, com o propósito de eliminar tal receio e promover o MLI em todo o mundo.

Em Portugal evidencia-se como obra de referência o viaduto de Águeda, em betão armado pré-esforçado (Figura 61 e Figura 62) (LCW, 1998).



Figura 61 - Viaduto sobre o Rio Águeda, em Portugal.



Figura 62 - Nariz de Lançamento, no Viaduto de Águeda (LCW, 1998).

4.3. Limitações e soluções

A utilização do MLI para a execução de tabuleiros tem algumas limitações que devem ser consideradas:

- A secção do tabuleiro deve ter dimensões exteriores constantes.
- Os pilares sobre os quais o tabuleiro avança sobre os correspondentes apoios deslizantes, têm de ter um afastamento transversal constante, e congruentemente, tal deve ocorrer também em relação às placas de aço-inox sob o tabuleiro.
- A rasante do traçado deve ter inclinações longitudinais, ascendentes ou descendentes, no sentido do lançamento, não muito elevadas, de maneira a que sejam viáveis os macacos hidráulicos destinados ao avanço. Na verdade, para inclinações longitudinais muito elevadas, sobre os aparelhos de apoio deslizantes aparecem reações com componentes paralelas ao tabuleiro, que podem constituir forças de compressão ou tração sobre o sistema hidráulico de avanço a que este pode não resistir.
- A rasante e o traçado em planta têm de ser retos, ou curvos de raio constante.
- O vão entre pilares deve ser constante, embora sejam admissíveis variações até 20%.

No entanto, algumas destas limitações podem ser ultrapassadas com soluções alternativas:

- Para pilares em que o afastamento transversal seja variável, pode recorrer-se à execução de uma travessa de betão entre os seus topos, podendo então os aparelhos de apoio deslizantes serem montados sobre essa travessa, com o distanciamento transversal existente nos demais pilares. A limitação acima definida não existe no caso de pilares únicos, com encabeçamento transversal de largura conveniente para a colocação dos aparelhos de apoio.
- Para vãos com comprimentos ligeiramente diferentes do vão tipo, podem adotar-se soluções de alteração local da secção do tabuleiro. No caso de estes serem em caixão de betão, pode

reforçar-se localmente este com variações de espessura para o interior, seja nos banzos ou nas almas. No caso de tabuleiros com vigas metálicas longitudinais, pode também haver reforço local destas com variações das espessuras de almas e banzos.

- Para vãos cujos comprimentos sejam muito diferentes do vão tipo, existem várias soluções para ultrapassar a limitação acima definida. Referem-se como exemplos a utilização de pilares intermédios provisórios, ou o atirantamento provisório ou definitivo do tabuleiro.

4.4. Campos de aplicação

O lançamento incremental foi um processo construtivo desenvolvido principalmente para viabilizar a construção de obras de arte que atravessem vales e montanhas, cuja profundidade atinja valores tais que inviabilizem a utilização devida de outros equipamentos construtivos. No entanto, a sua aplicação é corrente em áreas planas, onde o acesso ao nível do solo pode estar condicionado, ou sobre o qual não se podem levantar restrições algumas, como é o caso de obras que se situem sobre zonas de tráfego intenso, vias destinadas à circulação de transportes ferroviários, etc.

A gama de comprimentos mais apropriados em que este método construtivo se aplica situa-se entre os 45 e os 55m. Por outro lado, quando a altura dos pilares é elevada, torna-se economicamente vantajoso aumentar o comprimento do vão. O método pode ser aplicado em pontes com tabuleiros em betão armado pré-esforçado ou mistos aço-betão.

Diversos autores defendem que o comprimento mínimo de uma obra de arte que justifique o custo da sua aplicação seja da ordem de grandeza dos 200m. Para pontes com comprimento acima dos 600m, o custo do pré-esforço adicional tem fortes probabilidades de exceder a quantia que seria necessária para aplicar outras soluções construtivas alternativas. Note-se que esta última afirmação depende de vários fatores, existindo até alguns autores que

defendem que esta solução continua a ser económica para comprimentos totais de tabuleiro desde os 100m até cerca de 1000m.

A utilização deste processo construtivo aconselha a que a altura da secção do tabuleiro seja constante ao longo de toda a sua extensão, visto que cada secção passará por diferentes estados de momento fletor e, portanto, de tensão. O tipo de secção apropriado, no caso de tabuleiros em betão armado pré-esforçado, é o caixão uni-celular, dado apresentar uma boa relação entre os módulos de flexão superior e inferior.

A versatilidade do lançamento incremental é uma característica que faz dele um método com um vasto campo de aplicação. Como tal, torna-se interessante comentar alguns aspetos sobre algumas obras de arte espalhadas pelo mundo.

4.4.1. Aplicação tradicional: caixão de betão, sobre pilares

A secção em caixão de betão armado pré-esforçado, implantada em estruturas com vãos de comprimentos iguais, é a solução mais frequente e corrente.

Um exemplo desta aplicação tradicional é a ponte sobre o Rio Serio (Figura 63), que se localiza no norte de Itália, com uma extensão total de 800m e é constituída por 17 vãos interiores de 42.6m e dois vãos extremos de 36.4m (Rosignoli, 2002).



Figura 63 - Fase Construtiva da Ponte sobre o Rio Serio, Itália.

Com uma secção transversal reta em forma de caixão, com uma altura de 2.3m, esta ponte foi “empurrada” diretamente sobre os pilares, e os pilares provisórios apenas foram usados entre a zona de construção e o encontro de lançamento.

O MLI tem a sua expressão mais vincada em França e Alemanha, em obras destinadas ao tráfego ferroviário de alta velocidade. Um exemplo desta aplicação é a ponte Aronde (Figura 64), construída durante os anos de 1990 a 1992, com um comprimento total de 450m. Esta ponte é constituída por 10 vãos, onde os interiores chegam aos 47.4m e os extremos 33.9m. Um aspeto curioso desta obra passa pelo facto de que os segmentos de caixão, com o objetivo de evitar as juntas de construção entre as almas e as lajes do tabuleiro, foram betonados monoliticamente.



Figura 64 - Ponte Aronde, em França.

4.4.2. Tabuleiros múltiplos, com deslocamento transversal

O MLI permite ainda combinar o lançamento longitudinal com deslocamentos horizontais transversais do tabuleiro para abrir caminho à passagem de novos segmentos (Rosignoli, 2002).

A ponte Tiziano, construída entre 1999 e 2001, é um exemplo desta metodologia aplicada a pontes de betão armado pré-esforçado. Esta ponte caracteriza-se por ter 17m de largura, com 4 vãos, perfazendo uma extensão total de 200m. Foi construída, recorrendo inicialmente ao lançamento incremental de uma viga em caixão. Assim que esta se encontrava na posição pretendida, efetuou-se o seu deslocamento transversal de 9 metros para que o lançamento da segunda viga fosse possível, sendo as duas vigas posteriormente juntas com uma seção de fecho betonada *in situ* (Rosignoli, 2002).

O equipamento selecionado teve um custo reduzido, limitando-se a duas vigas utilizadas para manter o alinhamento do lançamento, a 5 selas de lançamento para deslocar transversalmente a viga, 4 pilares provisórios, um nariz de lançamento relativamente curto, uma cofragem deslizante de 12m e uma fundação para a zona de betonagem. Quando comparada com a betonagem vão a vão, as poupanças foram significativas em vários aspetos, como duração de construção mais curta, e poupanças com equipamentos e de mão-de-obra.

4.4.3. Obras de vão único simplesmente apoiado

Um das situações em que o MLI atinge a sua eficácia máxima é quando se preconiza a sua utilização em obras de arte com um único vão simplesmente apoiado. A dispensa do uso de estruturas provisórias é uma das inúmeras vantagens desta solução, mas a redução de custos também pode resultar de evitar cuidados especiais com obstáculos. O nariz de lançamento pode ser obtido com o recurso a módulos pré-fabricados que vão sendo retirados no final do lançamento, podendo numa obra posterior ser utilizados novamente (Rosignoli, 2002).

A ponte Reggiolo (Figura 65) é um exemplo de uma ponte curva multi-celular, cuja largura varia entre os 18m e os 24m, na qual o vão é simplesmente apoiado. Construída em 2002, esta ponte tem uma peculiaridade que é importante realçar, que se prende com o facto de

esta obra de arte passar sobre uma linha ferroviária, que denota bem a versatilidade e o vasto campo de aplicação em que este método pode ser utilizado.



Figura 65 - Ponte Reggiolo, em Itália.

4.4.4. Vãos com comprimento irregular

Existem casos em que se torna impossível garantir uma igualdade de comprimento nos vãos de um tabuleiro. Nessas situações, é útil recorrer a pilares provisórios, com o objetivo de otimizar os esforços de lançamento. Adicionalmente, os pilares provisórios podem ainda ser dotados de cabos de estabilização para minimizar os efeitos do atrito sobre o seu topo e fundação (Rosignoli, 2002).

As pontes gêmeas de Palizzi, (Figura 66) construídas entre os anos de 1995 e 1997 com vãos de 18, 49 e 27 metros e com uma largura de tabuleiro de 14m, são um exímio exemplo do acima referido. Recorrendo ao MLI, com o auxílio de um pilar provisório e de cabos de estabilização, conseguiu-se efetuar o lançamento destas duas obras de arte sem que esta operação afetasse a circulação ferroviária diária de 340 composições.



Figura 66 - Pontes de Palizzi, em Itália.

A força de atrito longitudinal característica desta metodologia foi suportada recorrendo a cabos de estabilização, minimizando o esforço sobre a fundação do pilar temporário, e assim simplificando a sua colocação entre os carris. A distância às catenárias, necessárias para a circulação ferroviária que se dava por baixo, era tão reduzida que os cabos de estabilização foram colocados em tubos de isolamento.

4.4.5. Pontes atirantadas

O MLI também pode ser aplicado em pontes atirantadas. Para este tipo de pontes, para se efetuar o lançamento do tabuleiro, é necessário utilizar pilares provisórios. Uma ponte desta tipologia pode ser lançada sobre um conjunto de pilares provisórios, e posteriormente suspensa (apoiada no mastro da obra de arte, com o recurso a tirantes) no final do lançamento.

Uma das pontes ferroviárias de Palizzi (Figura 67), anteriormente referida, foi uma das primeiras pontes executadas com MLI, em que o tabuleiro era atirantado. Uma peculiaridade

deste projeto foi a implantação do estaleiro numa margem artificial construída atrás da torre, e o tabuleiro foi lançado sobre seis linhas férreas sem prejudicar o seu funcionamento. Este projeto teve alguns condicionalismos, que com o recurso ao MLI, foram ultrapassados. Com o MLI associado a pontes de tirantes, foi possível construir um tabuleiro com apenas 1 metro de altura para um vão de 67 metros, permitindo assim evitar a distância adicional para as linhas férreas.



Figura 67 - Ponte Ferroviária de Palizzi, em Itália.

Pontes de tirantes executadas por lançamento incremental podem ter tabuleiros totalmente metálicos ou mistos aço-betão. Um exemplo deveras conhecido e com um impacto significativo na Engenharia Civil mundial é o Viaduto Millau, no Sul de França (Figura 68). Este viaduto apresenta uma extensão total de 2460m, apoiado em sete pilares a que correspondem vãos interiores de 342m e vãos exteriores de 204m. Os pilares tem uma altura que varia dos 77 até aos 254m. Um dos pilares apresenta uma altura total de 342m, incluindo o mastro, que ultrapassa a altura da Torre Eiffel. Tendo em conta o comprimento dos vãos, foram necessários sete pilares provisórios para tornar possível o lançamento do tabuleiro. Contudo, no vão central recorreu-se ao lançamento do tabuleiro a partir de ambos os encontros, tendo-se efetuado o fecho do tabuleiro com uma junta. Nas primeiras fases de

lançamento, para se conseguir vencer vãos de 171m de comprimento, foram construídos os mastros e instalados seis tirantes de cada lado, tendo sido utilizado um nariz de lançamento com 50m de comprimento.



Figura 68 - Construção do Viaduto de Millau, em França (Coste, 2010).

4.4.6. Pontes em arco

Outra aplicação desta metodologia é nas pontes com arco de suporte inferior, sendo lançadas vigas contínuas sobre os pilares apoiados no arco, como se estes fossem de um viaduto com fundações no solo. De salientar que o arco deve ter rigidez à flexão suficiente que lhe permita resistir às cargas assimétricas e às forças horizontais provocadas pelo lançamento do tabuleiro. Ocasionalmente, pode ser necessário recorrer-se ao atirantamento temporário dos montantes mais altos do arco durante o lançamento.

A ponte Veitshöchheim (Figura 69 e Figura 70), construída entre os anos de 1984 e 1986, é um caso de uma ponte em arco, cujo tabuleiro foi lançado incrementalmente. Destinada ao tráfego ferroviário, com um comprimento de 1260m, com tabuleiro de BAP, foi uma das pontes mais pesadas efetuada com o lançamento incremental (Rosignoli, 2002). Estima-se

que o seu peso atingia uns impressionantes 425MN. O arco central apresenta um vão de 162m e uma flecha de 24m, e os vãos tem um comprimento de 53.3m.



Figura 69 - Ponte Veitshöchheim, na Alemanha.



Figura 70 - Fase construtiva da ponte Veitshöchheim, na Alemanha.

4.4.7. Tabuleiros mistos em aço-betão com vigas em I

Nestes últimos anos, diversas pontes deste tipo têm sido construídas. A laje do tabuleiro pode ser construída de diversas maneiras, tais como, com recurso a painéis de betão pré-fabricados, betonados *in situ*, ou até mesmo lançados sobre as vigas a partir do encontro.

A alteração do Viaduto de Alcântara (Figura 71), para inclusão de via inferior destinada ao tráfego ferroviário e concluído em 1997, é um exemplo de aplicação do lançamento incremental aplicado a pontes mistas aço-betão com vigas em I.



Figura 71 - Viaduto de Alcântara, em Lisboa

4.4.8. Tabuleiro em caixão misto

Ainda outra aplicação possível do lançamento incremental é nas pontes em caixão misto. Para este tipo de tabuleiro, faz-se o prévio lançamento do U metálico (banzo inferior e respetivas almas), sendo só depois executado o banzo superior em betão

É o caso da ponte Schrotetal, executada entre 1995 e 1997, com 490m de comprimento. A ponte tem 5 vãos de 70m, um vão de 55m e os dois vãos extremos com uma distância que ronda um pouco mais de 40m (Rosignoli, 2002). Neste exemplo, para se proceder à sua construção, metade do tabuleiro foi lançado a partir de um dos encontros, enquanto outra metade, com um U de placas com menor espessura, foi lançada do outro encontro, e sobre uma linha férrea. Um segmento de fecho de altura variável foi construído no chão e levantado, para execução da ligação entre as duas metades, com ligação soldada entre elas.

De seguida, a laje de betão com 14m de largura, foi executada em segmentos de 25m de comprimento, recorrendo a um sistema de cofragem móvel, permitindo a betonagem de cada um dos troços na sua posição final.

Na Figura 72 está esquematizado, parte do caixão metálico em U, e um troço do banzo superior em betão.

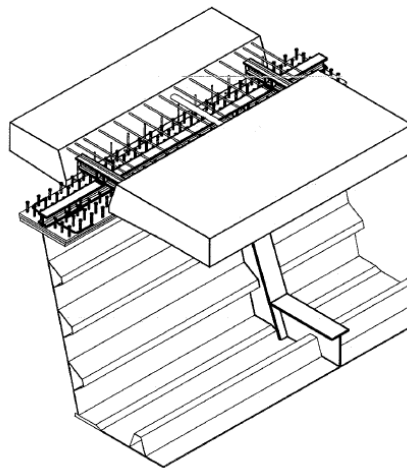


Figura 72 – Caixão misto (Rosignoli, 2002).

4.4.9. Tabuleiro em caixão com placas ortotrópicas

Outra aplicação do lançamento incremental é em pontes ou viadutos em forma de caixão de aço executado em placas ortotrópicas. Construída em 2002 no México, a ponte Chiapas (Figura 73 e Figura 74) é um exímio exemplo desta aplicação do lançamento incremental (Rosignoli & Rosignoli, 2002). Esta ponte tem um comprimento total de 1220m, constituída por 8 vãos, tendo o maior vão 170m de comprimento. Uma das razões que explicam a opção pelo lançamento incremental está no facto de que esta ponte foi lançada sobre um reservatório com água cuja profundidade era de 91m.



Figura 73 – Ponte Chiapas, no México.



Figura 74 – Ponte Chiapas durante a fase construtiva.

4.5. Algumas particularidades do MLI

4.5.1. A necessidade de segmentação na pré-execução do tabuleiro

Dado que é economicamente inviável construir um estaleiro e cofragem com comprimento para pré-executar todo um tramo de uma só vez, é necessário, em geral, dividir a pré-execução do tramo em segmentos, sucessivamente avançados e solidarizados entre si.

CASO DE TABULEIROS VIGADOS MISTOS

Contrariamente ao que acontece nos tabuleiros de betão armado pré-esforçado, as vigas de aço são executadas em estaleiro especializado e são, de seguida, transportadas para o local de construção onde são montadas para serem lançadas. Um fator que deve ser tido em conta é as dimensões das peças, já que estas devem ter dimensões tais que o seu transporte, manuseamento e execução não sejam postas em causa.

O tabuleiro é segmentado recorrendo a diversas formas, dependendo da metodologia utilizada para unir as diversas componentes.

Quando o uso de soldaduras executadas *in situ* é proibido, ou se pretende simplificar ao máximo as operações de fabrico, opta-se por ligações aparafusadas, apesar de este processo não ser o mais desejado. O facto de se utilizar ligações aparafusadas conduz a uma redução da resistência da secção da ligação. É um inconveniente que deve ser tido em conta, influenciando a localização destas ligações. É por esta razão que se opta por colocar as ligações em zonas onde a viga irá estar sujeita a momentos fletores mais reduzidos.

Não deve ainda ser descurado outro aspeto, que diz respeito à colocação de juntas aparafusadas nas faces inferiores do tabuleiro, pois será esta face pela qual o tabuleiro vai

deslizar durante o lançamento. É por essa razão, que se recorre preferencialmente a juntas de soldadura com penetração parcial ou total na ligação entre segmentos das vigas principais. No entanto, não deve ser esquecido que é mais difícil alinhar e soldar os segmentos em estaleiro do que em fábrica, razão que leva a que a estrutura metálica seja subdividida em elementos tão compridos quanto possível.

Para o dimensionamento das ligações entre segmentos, existem três fases que provocam alterações significativas nas distribuições de esforços, muito particularmente dos momentos flectores.

Essas situações são:

- Durante o lançamento, durante o qual a viga pode estar sujeita quer ao momento fletor máximo positivo, quer ao momento fletor máximo negativo, onde esta vai estar sujeita aos esforços do peso próprio, de carregamentos pontuais, e dos esforços que se desenvolvem durante o deslizamento do tabuleiro;
- Durante a posterior execução da laje, onde a viga estará sujeita aos esforços do peso próprio, do peso da laje, e das respectivas cofragens;
- Durante a fase de utilização.

O planeamento da construção do tabuleiro depende do comprimento da obra de arte, dos prazos estabelecidos e do comprimento dos segmentos do tabuleiro, comparado com o do vão tipo da obra de arte. O comprimento da ponte influencia o grau de mecanização dos processos envolvidos. Obras de arte extensas são compostas por muitos segmentos e permitem uma certa amortização dos investimentos necessários para a industrialização do ciclo de produção.

CASO DE TABULEIRO EM BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO

Segundo Bernard Gohler(Gohler & Pearson, 2000), existem algumas práticas de boa construção que devem ser tidas em conta, para tabuleiros de BAP:

- Cada segmento deve ser o mais longo possível, mas cujo comprimento permita que a sua construção seja feita numa semana.
- A segmentação do tabuleiro deve ser efetuada de tal forma, que daí resulte o maior número de segmentos iguais possível.
- As juntas não devem ser colocadas em zonas onde, em fase definitiva, os esforços são máximos, ou seja, a meio vão e sobre os apoios.

.

À medida que o vão vai aumentando, os segmentos tornam-se mais pequenos que o vão-tipo para limitar o custo relacionado com instalações. Nestes casos, as boas práticas preconizam que esses segmentos sejam $1/2$ ou $1/4$ do vão(Gohler & Pearson, 2000). Só em tabuleiros com um grande número de vãos iguais, é que eventualmente se pode dispensar a segmentação, pois neste caso o número de repetições de uso da cofragem torna esta economicamente viável.

Em tabuleiros executados com aduelas pré-fabricadas solidarizadas com pré-esforço exterior, os segmentos são muito mais curtos, e em maior número. São construídos sobre um suporte contínuo e são lançados como um todo, após a aplicação do pré-esforço.

As cofragens interiores do caixão são desmontadas por extração traseira através da secção onde se localizam as juntas. Nas situações em que os diafragmas são betonados juntamente

com o resto da secção, a junta deve ser colocada imediatamente à frente do diafragma, permitindo assim que a maior parte da cofragem seja recuperada sem obstruções.

Outra situação existe ainda no caso de tabuleiro em caixão, quando o segmento é construído em duas fases. O banzo inferior e as almas são betonados primeiro, e numa fase posterior betona-se o restante. Nesta situação, a recuperação por extração traseira afeta apenas a cofragem do banzo superior.

4.5.2. A ordem de trabalhos na execução de tabuleiros

CASO DE TABULEIROS VIGADOS MISTOS

No caso de tabuleiros vigados mistos aço-betão, a viga de aço recebe o seu peso próprio e o peso da laje de betão ainda antes de lhe serem aplicadas as restantes cargas permanentes e as sobrecargas de serviço. Apesar de os esforços de lançamento terem uma relevância importante, quando comparados com os esforços de serviço e com as cargas aplicadas na secção mista, é para os dois últimos casos que a viga de aço é quase sempre dimensionada. Em certos casos, é possível proceder-se a um reforço local de secções, para a fase de lançamento. Casos existem, ainda que muito raros, em que aquilo que foi dito anteriormente não se aplica, nomeadamente, quando a viga de aço é lançada com a laje de betão já executada. Nesses casos, os esforços de lançamento, podem mesmo ser tão ou mais importantes que os esforços que se desenvolvem em serviço, mais concretamente, nas almas das vigas quer em secções em I ou em U (Rosignoli, 2002).

Nos casos em que a diretriz da ponte é em alinhamento reto, a instabilidade lateral por flexão/torção dos banzos comprimidos é a principal preocupação.

Esta instabilidade pode afetar os banzos das vigas em I, e o banzo das vigas em U.

Se a solução para a viga de lançamento passar pela escolha de duas vigas em I, a introdução de travamentos transversais horizontais constitui os reforços principais das almas ao nível dos banzos. No caso de uma viga em U, esses travamentos apenas são colocados no banzo superior.

Quando a diretriz da ponte é curva, a concepção da solução é um pouco mais complexa, destacando-se duas soluções.

Uma delas passa por lançar vigas retas, betonando a laje com consolas laterais de largura variável, conferindo ao tabuleiro, a diretriz desejada. Esta solução tem aplicação limitada, já que só pode ser aplicada a pontes de pequena dimensão, com pequena curvatura em planta.

A outra passa pela adoção de vigas curvas, ou facetadas por troços. Neste caso, muita atenção deve ser dada aos esforços de torção que se geram sobre a viga curva, requerendo que a estrutura tenha uma elevada resistência à torção. É por isso, que nessas soluções se privilegia a utilização de vigas em U, dotando a estrutura da tal rigidez (Rosignoli, 2002).

Normalmente, a laje de betão do tabuleiro misto é executada *in situ*, já após o lançamento da viga metálica estar terminado. É nesta fase que se desenvolvem os esforços de tração mais significativos na laje.

Posto isto, a metodologia escolhida para betonar a laje de betão do tabuleiro misto influenciará o seu funcionamento futuro. É assim necessário, analisar rigorosamente quais as opções disponíveis para a betonagem ser realizada, podendo esta ser realizada de uma de duas formas:

- Uma delas consiste numa betonagem numa única fase, recorrendo a uma cofragem provisória ou perdida em toda a extensão do tabuleiro. As cofragens perdidas são geralmente

constituídas por lajes pré-fabricadas de betão, que são suportadas nos banzos superiores da viga, e são reforçados com treliças de aço ou vigas em I que suportam os esforços devidos ao peso do betão fluído, e das sobrecargas construtivas, evitando as deformações excessivas. Esta metodologia é preferencialmente aplicada a pequenos tabuleiros, normalmente simplesmente apoiados.

- A outra, que é a mais utilizada, é feita recorrendo a um sistema de cofragem móvel MSS, que consiste num processo de betonagem sequencial, que se vai apoiando ao longo da viga de aço (Figura 75). Nesta opção, o tabuleiro é betonado segundo uma sequência descontínua, onde os segmentos que vão ser submetidos a momentos positivos são betonados primeiro, seguidos pelos segmentos situados sobre os pilares. Esta sequência não é feita ao acaso, já que esta ordem limita os esforços de tração e efeitos de fendilhação nas secções de betão do tabuleiro (numa estrutura mista, a lâmina de betão situa-se acima dos perfis metálicos).

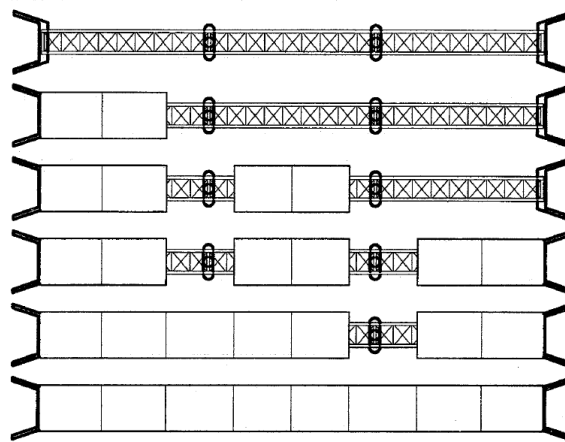


Figura 75 – Sequência de betonagem da laje em tabuleiros mistos.(Rosignoli, 2002)

Assim que a cura do betão acontece, o que torna a secção mista, apenas as restantes cargas permanentes e as sobrecargas de serviço provocam trações nas lajes de betão, nas secções de apoio. No entanto, em muitas ocasiões, já se verificou que apenas com a introdução das cargas permanentes as trações capazes de provocar fissuração, já foram alcançadas.

É importante não esquecer que esta metodologia de betonagem acarreta custos adicionais, comparado com a betonagem sequencial contínua, apesar de permitir reduzir as secções metálicas de vão devido à aplicação faseada do peso da laje na secção mista. Posto isto, é importante analisar detalhadamente os esforços que se desenvolvem durante a construção, porque quando o novo segmento no vão é betonado, é no fim do segmento do tabuleiro que foi betonado no vão anterior, que os fenómenos de fendilhação vão ocorrer. É por isso, importante, atualizar fase a fase o modelo de cálculo que serviu de base para a obtenção dos esforços desenvolvidos, porque as propriedades do tabuleiro são alteradas, aquando da betonagem de cada segmento.

O recurso a um sistema de cofragem móvel minimiza os efeitos do aumento do peso da laje, e de algumas desvantagens associadas às lajes pré-fabricadas.

No entanto, quando se recorre a betonagem *in situ*, ou à utilização de pré-lajes, é necessário movimentar equipamento sobre o tabuleiro, ou mesmo permitir o acesso de gruas e bombas de betonagem a zonas debaixo da ponte, o que pode nem sempre ser possível, colocando em causa a sua competitividade económica.

Todas as problemáticas atrás mencionadas podem ser evitadas, recorrendo ao lançamento incremental da laje de betão pré-executada no estaleiro sobre as vigas de aço, previamente lançadas. De referir que, nestas lajes, é deixado um espaço por betonar, com armaduras de espera que vão solidarizar a viga metálica com as lajes de betão. Quando o lançamento da laje está terminado, esses espaços são betonados, fazendo assim que a secção transversal funcione como um todo. De referir que durante o empurre, os segmentos deslizam sobre carris propositadamente colocados para esse efeito apoiados sobre os banzos das vigas metálicas.

Outra opção é a pré-execução da laje, utilizando segmentos pré-fabricados e transportados para a obra. Estes segmentos de laje pré-fabricados tem diversas vantagens, tais como estabilidade dimensional dado o seu elevado tempo de cura e peças com elevada precisão dimensional.

Este método tem uma desvantagem muito grande, que é a apertada limitação nas dimensões dos segmentos de laje pré-fabricados, devido à necessidade que se tem de efetuar o seu transporte, aumentando assim o número de juntas necessárias na laje do tabuleiro com todas as desvantagens associadas que estas acarretam (Rosignoli, 2002).

A anterior opção consistia assim em efetuar o lançamento da laje de betão, mas fazendo a sua execução em estaleiro, que comparativamente com a solução agora apresentada, implica uma pior qualidade dos segmentos produzidos, e um controlo geométrico menos rigoroso das peças.

Apresenta, no entanto, uma vantagem muito interessante, que é a menor restrição dimensional de tamanho e peso, conseguindo-se uma boa qualidade nos segmentos executados.

Ainda outras vantagens podem ser apontadas a esta solução(Rosignoli, 2002):

- Repetição da utilização da mesma cofragem;
- A laje tem um funcionamento semelhante ao de uma estrutura contínua, através da sobreposição de armaduras que é feita nas extremidades de cada segmento.

A fim de melhorar a durabilidade da laje de betão, é possível ser aplicado um pequeno pré-esforço transversal, reduzindo os efeitos de fendilhação longitudinal.

CASO DE TABULEIROS EM CAIXÃO DE BAP

O ciclo de construção de um segmento de tabuleiro trata-se de uma sequência de trabalhos realizados entre o lançamento de segmentos consecutivos com uma duração que varia entre os 7 e os 10 dias, que é a mais conveniente para que o betão possa curar durante o fim de semana (Gohler & Pearson, 2000).

A ordem de trabalhos está dependente de diversos fatores, tais como, a metodologia preconizada para a betonagem, da eventual pré-montagem das armaduras ordinárias e do tempo necessário para que o betão atinga a resistência necessária para resistir aos esforços de lançamento e à aplicação do pré-esforço. Como é natural, em obras desta envergadura, a presença de juntas de construção entre elementos é obrigatória. Estas juntas podem ser de dois tipos. São elas, as juntas verticais, de uso inevitável; e as juntas horizontais, quando se procede à betonagem de cada segmento em fases distintas. As últimas apresentam bastantes vantagens, nomeadamente, a redução da quantidade de betão necessária numa só betonagem, e permitem a execução das operações seguintes sem grandes interferências. Se as juntas horizontais estiverem ao nível da laje superior, estas permitem que as almas, que são betonadas primeiro, suportem a cofragem da laje superior.

A cofragem que fica na face exterior é geralmente fixa. A que fica na face interior é em geral constituída pelos painéis da alma e, nas situações em que as almas são muito inclinadas, inclui a cofragem da laje inferior.

A cofragem interior da laje pode ainda ser perdida, e feita com materiais mais baratos (geralmente pré-lajes de betão, ou chapas caneladas de aço) em tabuleiros muito curtos.

Em situações onde o tabuleiro é mais longo, são utilizadas cofragens recuperáveis de aço ou painéis de madeira, que podem ser sustentados por torres modulares ou por estruturas de

aço auto-sustentadas que se deslocam para trás ao longo de uns carris de extração que são fixados às almas ou ao banzo inferior do caixão.

As principais tarefas associadas à execução de um tabuleiro em caixão de betão armado pré-esforçado pode ser resumido da seguinte forma:

Betonagem de um segmento na 6^a feira, para permitir que o betão cure durante o fim-de-semana, e para que este na 2^a feira esteja pronto a ser pré-esforçado e pronto a proceder-se ao seu lançamento. O tempo atrás mencionado não se aplica para os dois primeiros segmentos já que, para estes dois segmentos, estão associados um maior número de tarefas (montagem do nariz, eventual construção de um pilar temporário para o lançamento, etc...)(Gohler & Pearson, 2000).

CASO DE TABULEIROS VIGADOS DE BAP

A betonagem única é geralmente a mais apropriada para tabuleiros em laje nervurada, visto que a sua preconização em tabuleiros em caixão é uma operação mais complexa.

METODOLOGIA DE BETONAGEM TRADICIONAL DO MLI

O método do lançamento incremental utiliza, muitas vezes, o esquema de betonagem em duas fases.

O lançamento incremental é uma metodologia que permite obter uma grande qualidade na execução, visto que é um método que tem ciclos muito regulares. A duração de um ciclo ótimo de trabalho no lançamento incremental é um ciclo semanal de 7 dias.

A versatilidade do lançamento incremental já foi referida anteriormente. Um facto que permite comprovar essa versatilidade é a possibilidade de, em vez de se recorrer à pré-

execução do tabuleiro no estaleiro, se recorrer a aduelas pré-fabricadas. Estas permitem que a pré-execução do tabuleiro seja independente da construção dos pilares, porque assim que os segmentos são produzidos, podem de seguida ser armazenados.

As operações de montagem e de lançamento do tabuleiro com aduelas pré-fabricadas são operações rápidas que necessitam de poucos trabalhadores, sendo o equipamento de lançamento reutilizável e relativamente barato. Em tabuleiros de curta extensão, esta opção é muito competitiva, quando comparada com a tradicional montagem de aduelas pré-fabricadas (Rosignoli, 2002).

As aduelas podem ser unidas recorrendo a juntas secas ou resina epóxi, sendo de salientar alguns aspetos importantes. Um aspeto está relacionado com as imperfeições geométricas que dependem do número de juntas e que, em tabuleiros de elevada extensão, podem requerer tolerâncias geométricas muito rigorosas durante a solidarização dos segmentos.

Outro aspeto a realçar, está relacionado com o custo do pré-esforço longitudinal ser mais elevado para este caso do que o custo nas pontes lançadas e betonadas no estaleiro, já que neste caso existe a necessidade de evitar a descompressão das juntas, quer durante o lançamento, quer em fase de serviço.

4.6. Estaleiro e equipamento construtivo

Como todos os métodos construtivos, também o método do lançamento incremental, requer um estaleiro e um conjunto de equipamentos específicos para ser executado.

4.6.1. Estaleiro

O comprimento de um estaleiro utilizado em obras de arte construídas por este método, está compreendido entre $1/3$ a $1/2$ do comprimento do vão tipo. Este comprimento varia

consoante a segmentação preconizada para o tabuleiro, a opção ou não de pré-montar a armadura (para pontes de betão armado pré-esforçado) e os métodos de betonagem.

Independentemente da situação, o estaleiro tem normalmente pelo menos o dobro do comprimento do segmento escolhido.

Quando se está a lançar um tabuleiro misto, as operações necessárias para o lançamento da parte metálica dividem-se em duas fases. A primeira corresponde à ligação do novo segmento atrás do encontro, seguido da segunda etapa, que é o lançamento das vigas sobre os pilares de lançamento. Também para este tipo de tabuleiros, o comprimento do estaleiro não deverá ser inferior a duas vezes o comprimento do segmento tipo. Muitas vezes, são utilizados estaleiros em que existe espaço para três segmentos em simultâneo, em que o segmento de trás tem como função contrabalançar a estrutura, evitando que esta tombe para a frente na direção do nariz de lançamento. Em situações que seja impossível esta solução, é possível substituir-se o efeito do terceiro segmento, colocando contrapesos de betão no segmento de trás.

O comprimento de cada segmento de viga deve preferencialmente ser da ordem de 20m para reduzir o número de juntas.

Nas situações em que o estaleiro comporta simultaneamente três segmentos, este tem três zonas bem distintas, de maneira a que, durante o posicionamento e controlo da geometria do segmento posterior, o segmento central seja soldado, e as juntas frontais sejam pintadas. Posto isto, três zonas de trabalho são bem definidas. Uma que é a montagem, outra correspondente à soldadura, e ainda uma outra relativa à pintura. A cada zona atrás mencionada deve corresponder um local fixo do estaleiro e, cada movimento do lançamento, corresponde a um avanço da estrutura com um comprimento igual ao comprimento de um destes segmentos (Rosignoli, 2002).

O estaleiro deve ter uma largura igual à da estrutura de aço acrescida de mais uma faixa de 3m a 4m de cada lado, a fim de permitir o fácil acesso a cada lado e um funcionamento conveniente das operações da grua.

Os elementos de viga são colocados sobre os apoios ajustáveis de acordo com o seu comprimento, sendo de seguida feitos pequenos ajustes geométricos, recorrendo a macacos hidráulicos ou a barras de ajuste, e finalmente as pinças hidráulicas que fixam os bordos dos elementos nas juntas, para se proceder à soldadura.

Se o estaleiro é destinado à construção de um tabuleiro de betão armado pré-esforçado (Figura 76), a área de estaleiro compreende uma área de pré-fabricação, a central de betão, o armazém das armaduras, uma zona de escritórios, os equipamentos de lançamento, a cofragem e uma grua.

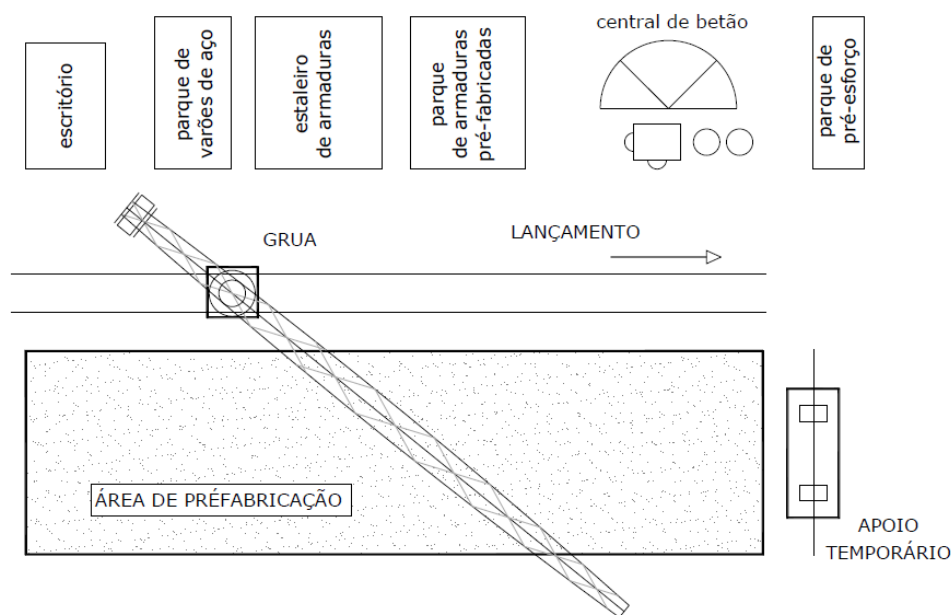


Figura 76 – Planta de estaleiro(Martins, 2009).

A área de pré-fabricação está situada atrás de um dos encontros, no prolongamento geométrico do eixo longitudinal do tabuleiro.

O equipamento de lançamento no encontro e os apoios temporários devem ser colocados de forma a que o seu acesso seja possível, para se proceder corretamente às operações de avanço

dos macacos e de ajuste geométrico. A distância entre a zona de pré-fabricação e o encontro é recomendável que seja de aproximadamente 1,2 vezes o comprimento do segmento, porque a secção crítica do novo segmento se situa à saída da área de pré-fabricação e, devido ao facto de o custo de escavação e aterro ser relevante para a localização da área de pré-fabricação.

Usualmente, o equipamento de lançamento está ancorado no encontro, e a fim de permitir a execução de todas as operações, é importante que seja deixada uma altura de 1,5m de altura abaixo do tabuleiro.

4.6.2. Equipamento de lançamento

O equipamento de lançamento de tabuleiros executados por lançamento incremental pode ser dividido em dois grandes grupos: aquele que é utilizado em tabuleiros pesados e o que é utilizado em tabuleiros leves.

EQUIPAMENTO PARA TABULEIROS PESADOS

Para tabuleiros pesados, o equipamento indicado consiste numa combinação de vários macacos hidráulicos, que atuam verticalmente e horizontalmente; e de apoios deslizantes. Este equipamento (Figura 77) encontra-se patenteado, e chama-se Eberspächer (Gohler & Pearson, 2000).



Figura 77 – Equipamento Eberspächer.

O procedimento, recorrendo a este equipamento hidráulico pode ser sucintamente explicado da seguinte forma:

- levantamento do tabuleiro do apoio temporário, aquando da atuação do macaco hidráulico vertical. A reação vertical passa desse apoio para o equipamento de lançamento, e assim é mobilizada a força de atrito respetiva necessária ao avanço (Figura 78);

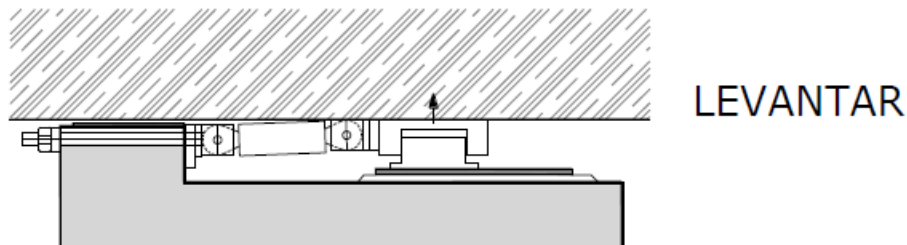


Figura 78 – Levantamento do tabuleiro(Martins, 2009).

- os macacos hidráulicos horizontais ativam, expandindo, e empurram os verticais, fazendo-os deslizar numa superfície com um coeficiente de atrito muito baixo. A transferência desta força é assegurada através do atrito, que é proporcional a todo o peso do tabuleiro naquele apoio (Figura 79);

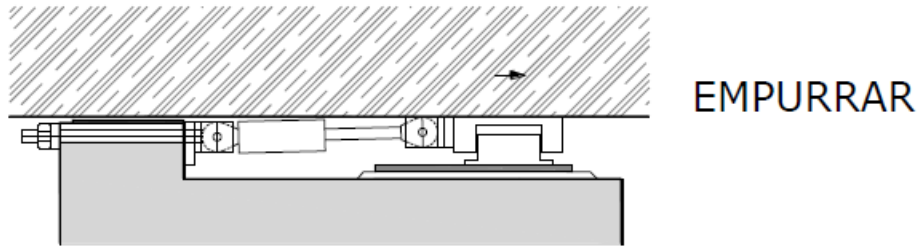


Figura 79 – Empurre do tabuleiro(Martins, 2009).

- quando o pistão atinge o máximo valor de extensão, que varia entre 0.25m e 1m, o pistão vertical retrai e o tabuleiro fica apoiado nos apoios temporários (Figura 80);

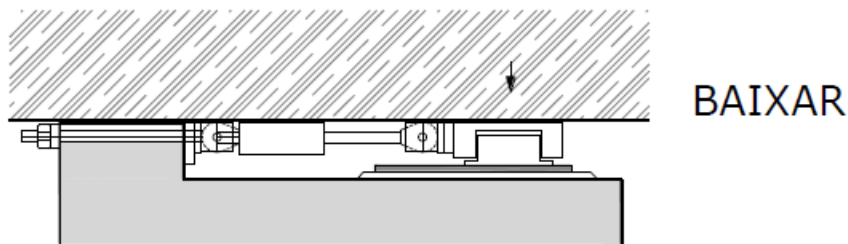


Figura 80 – Retracção vertical do pistão(Martins, 2009).

- já sem carregamento, o equipamento retrai, voltando à posição inicial, repetindo-se assim o processo descrito (Figura 81).

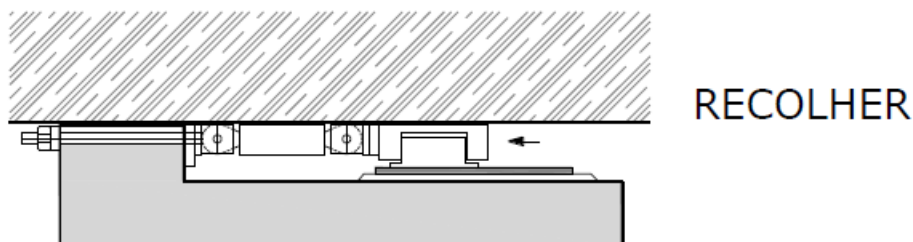


Figura 81 – Retração do equipamento(Martins, 2009).

Para se conseguir movimentar o tabuleiro por ação do equipamento de lançamento, é necessário que a razão entre a força de lançamento que é precisa para o tabuleiro se movimentar e a reação vertical transferida pelo tabuleiro à superfície de atrito, seja maior que o coeficiente de atrito máximo que se gera entre a interface da superfície de lançamento e a face inferior do tabuleiro.

Situações, ainda que muito raras, existem em que o tabuleiro transmite ao encontro reações verticais muito baixas, o que limita a força horizontal máxima que se pode mobilizar.

O referido anteriormente ocorre na fase final de lançamento, onde a força horizontal necessária para efetuar o lançamento é maior, levando a que, por vezes, seja necessário colocar contrapesos sobre o tabuleiro na retaguarda para aumentar a reação vertical e, por conseguinte, a força de atrito.

Por vezes, é possível ser colocado o equipamento no primeiro pilar, em vez de estar no encontro (Gohler & Pearson, 2000).

No entanto, esta solução introduz duas novas dificuldades:

- Necessita de uma plataforma entre o encontro e o primeiro pilar que se utiliza para acesso ao sistema de avanço que, nesse pilar passa a funcionar, em vez de estar localizado no encontro;
- O pilar deve ser atirantado em ambos os lados para serem transmitidas convenientemente as forças de reação do sistema de lançamento para as fundações, sem serem introduzidos esforços elevados no pilar.

EQUIPAMENTO PARA TABULEIROS LEVES

Para se efetuar o lançamento de tabuleiros leves, as baixas forças de lançamento necessárias associadas a este tipo de tabuleiro permitem o uso de equipamento mais ligeiro. A solução

mais utilizada é a utilização de barras de pré-esforço ou cabos, apesar de esta solução apresentar algumas desvantagens, nomeadamente quando o perfil longitudinal do lançamento é feito sobre superfícies inclinadas.

O sistema de lançamento com barras de pré-esforço consegue mobilizar forças de lançamento entre 800kN e 1500kN. Em situações em que a força de lançamento necessária seja mais elevada, as barras são substituídas por cabos de pré-esforço munidos de macacos hidráulicos com capacidade máxima de 2500kN por cabo.

Os sistemas de lançamento recorrendo a cabos apresentam algumas limitações, mais concretamente quando as pontes têm uma diretriz curva. Esta limitação deve-se ao facto de que a força de lançamento é uma força que é aplicada ao longo dos cabos esticados pelos macacos e respetivas ancoragens, e não é uma força aplicada ao longo da tangente ao alinhamento do tabuleiro.

Outra solução é o recurso a macacos hidráulicos que atuam na retaguarda do tabuleiro, cuja reação de apoio se mobiliza contra a plataforma de construção, ou estruturas solidárias com esta na retaguarda do segmento, geralmente designados por maciços de reação (Rosignoli, 2002).

Uma aplicação possível é em pontes de betão armado pré-esforçado, se for utilizado um carril sobre o tabuleiro. Neste caso, os macacos podem reagir contra os carris recorrendo a um sistema de pressão hidráulica para prevenir a ocorrência de deslizamentos.

Em suma, apesar do lançamento com barras para tabuleiros leves necessitar de cuidados especiais nalgumas situações, e de ser um processo relativamente lento, esta é a alternativa que se apresenta como a mais económica e a mais eficiente. A facilidade de montagem e desmontagem torna esta aplicação especialmente apropriada para pequenas pontes de betão armado pré-esforçado, e inclusive para pontes de vigas metálicas longas.

Por outro lado, a opção por cabos de pré-esforço ou macacos hidráulicos a atuar na retaguarda do tabuleiro é a mais indicada para obras de arte de betão armado pré-esforçado de comprimento médio e tabuleiros mistos aço-betão.

4.7. Vantagens e desvantagens do MLI

O método apresenta algumas desvantagens que limitam a sua utilização (Gohler & Pearson, 2000; Reis, 2002; Rosignoli, 2002):

- A quantidade de pré-esforço necessária para a fase de lançamento é um pouco mais elevada, quando comparada com outras metodologias construtivas;
- A gama de comprimentos de vãos superiores a 60m não é uma possibilidade. Essa gama de comprimentos seria uma possibilidade, se a altura do tabuleiro fosse variável, o que no MLI não é possível;
- A nível estético, as obras de arte executadas com o MLI são pouco esbeltas e consequentemente mais pesadas, já que a seção do tabuleiro a meio vão não pode ser reduzida.

As vantagens da aplicação deste método levaram a que muitas empresas de projeto e empreiteiros o adotassem nas suas obras. De seguida, enumeram-se algumas dessas vantagens (Gohler & Pearson, 2000; Reis, 2002; Rosignoli, 2002):

- Tendo em linha de conta que o ciclo semanal de construção de obras de arte executadas com o MLI admite um baixo recurso de mão-de-obra, de fácil aprendizagem e passível de se executar de forma otimizada em ciclos diários, poder-se-á reduzir a relação entre o custo de

mão-de-obra e a quantidade de materiais, quando comparada com aquela que é necessária noutros processos construtivos;

- Conseguem-se obter reduzidos tempos de construção, contribuindo para isto o fato de os pilares e o tabuleiro poderem ser construídos simultaneamente;

- Terminada a fase de execução dos pilares, a frente de trabalho vai circunscrever-se a um único local, imediatamente antes do encontro, local este em que se poderá levar a efeito a pré-execução dos sucessivos segmentos do tabuleiro, podendo impedir-se todos os acessos ao nível do solo a esta área crítica. Dado que esta zona se situa longe de áreas sensíveis, e tendo em linha de conta que a acessibilidade aos pilares apenas é feita pela zona superior do tabuleiro ao longo do seu avanço, o tabuleiro pode construir-se sem restrições sobre zonas urbanizadas, rios, vias de comunicação em funcionamento e outras zonas críticas e sem nenhuma perturbação da envolvente;

- O investimento em equipamento pode considerar-se baixo uma vez que, sendo possíveis várias adaptações, ele pode ser reutilizado várias vezes. Isto deve-se ao fato de a descofragem se poder efetuar, quando o betão adquire presa, em bloco, sem danificar a cofragem, e não descofrar elemento a elemento com os consequentes danos provenientes dos sucessivos ciclos de montagem, desmontagem e movimentação usuais noutros processos construtivos. Pode-se então no final de uma construção, desmontar o equipamento e montá-lo noutra obra, e caso necessário proceder a ajustamentos decorrentes da necessidade de adaptação a uma geometria de seção transversal diferente;

- Dado que o equipamento de lançamento é independente da seção adotada, e estando apenas em causa a força necessária para executar o lançamento, consideram-se possíveis dois tipos de sistemas: um para pontes pesadas e de maior vão, e outro para pontes de menor vão. Quanto ao material deslizante a colocar entre o tabuleiro e os apoios, o critério é o mesmo;

- O nariz pode ser utilizado em mais do que uma obra, mesmo para um vão de extensão diferente daquele para o qual foi projetado, havendo mesmo registos de dez reutilizações.

Contudo, regra geral, o número de reutilizações costuma ser menor;

- Estando-se em presença de uma frente de trabalho restrita e fixa, garante-se uma grande segurança aos trabalhadores em obra e a atuação dos Técnicos de Segurança fica simplificada na verificação do cumprimento de todas as condições de segurança. Além disso, executando-se todos os trabalhos ao nível do solo não se colocam os riscos habitualmente inerentes a cargas e plataformas suspensas.

.

5. O projeto de tabuleiros e pilares executados com MLI

As bases para o projeto de estruturas, do qual o tabuleiro e pilares de obras de arte executados com o MLI fazem parte, são definidas no Eurocódigo 0 .

Neste documento, são definidos os requisitos gerais, como deve ser efetuada a gestão da fiabilidade das estruturas recorrendo a técnicas de execução apropriadas, e exigentes medidas de gestão de qualidade. São ainda definidas quais as características com que a estrutura deve ser dotada para apresentar uma durabilidade adequada, devendo ter-se em linha de conta, vários fatores. Entre eles, podem referir-se a utilização prevista ou futura da estrutura, a adoção de um determinado sistema estrutural e a qualidade de execução e o seu nível de controlo.

Ainda outra questão que assume relevância, e no EC0 é abordado, são as diferentes situações de projeto que devem ser consideradas, sendo elas as situações de projeto persistentes, que correspondem às condições normais de utilização; as situações de projeto transitórias, que correspondem a condições temporárias que se aplicam na estrutura, como sejam as ações em fase de execução; as situações de projeto acidentais, que correspondem a condições excecionais a que a estrutura está sujeita, como por exemplo, um incêndio ou explosões; e por último, as situações de projeto sísmicas, que correspondem a condições aplicáveis à estrutura quando esta está sujeita à ação dos sismos.

São ainda definidos quais os estados limites que devem ser considerados, sendo eles divididos em dois tipos: estados limites últimos e estados limites de utilização.

Os estados limites últimos referem-se a situações em que a segurança das pessoas e a segurança das estruturas sejam postas em causa.

Os estados limites de utilização referem-se a situações relativas ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais, em condições normais de utilização; ao conforto das pessoas; e ao aspeto da construção.

Importa salientar ainda que é neste documento que se classificam as ações. São elas as ações permanentes, como por exemplo, peso próprio das estruturas e revestimentos, peso da água, da terra, efeitos do pré-esforço, entre outros. Outro tipo de ação aqui definido é a das ações variáveis, como por exemplo, as sobrecargas em pavimentos, ação do vento ou da neve, entre outras. Por último, existem ainda as ações que se denominam de ações de acidente, como por exemplo, choques provocados por veículos ou explosões.

Neste documento, é ainda definido um dos princípios basilares de todos os Eurocódigos, que é a verificação de segurança pelo método dos coeficientes parciais. Esta verificação de segurança passa pela redução da capacidade resistente dos materiais, e pela majoração das ações a que as estruturas estarão sujeitas.

5.1. Critérios Gerais de Projeto de obras de arte executadas com o MLI

O fator condicionante do dimensionamento de obras de arte executadas recorrendo ao MLI, é o facto de que cada secção do tabuleiro, durante a fase de lançamento, estar sujeito a uma variação de esforços muito grande (Figura 82). Por outras palavras, a mesma secção vai estar sujeita quer a momentos positivos, quer a momentos negativos.

A Closer Look at Prevailing Civil Engineering Practice, What, Why and How? Vincent T. H. CHU

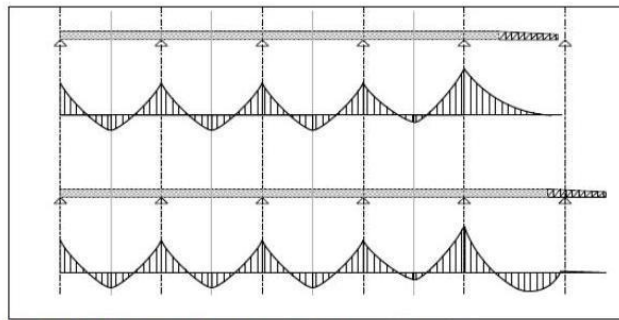


Fig. 1.1 Bending moment envelope in incremental launching engineeringcivil.com

Figura 82 – Variação de momentos, durante o lançamento.

É por esta razão que o dimensionamento do tabuleiro necessita de uma análise cuidada, com o objetivo de minimizar os efeitos resultantes da fissuração em qualquer das faces, e de cedência de uma qualquer secção do tabuleiro, sem, contudo, adotar estruturas demasiado sobredimensionadas, quando comparadas com as soluções que seriam necessárias para as condições de serviço. Para tal, é necessário efetuar uma determinação dos esforços em cada secção do tabuleiro e/ou pilar, tendo sempre em consideração, que esses esforços vão variando ao longo do lançamento. Assim, determinam-se os esforços em cada posição do lançamento e obtém-se a envolvente desses esforços ao longo do lançamento. Desta forma, é possível comparar os valores limites, para a verificação de segurança, com os valores máximos estabelecidos em cada secção do tabuleiro e/ou pilar durante todo este processo. Como não poderia deixar de ser, é necessário garantir que a obra de arte seja bem dimensionada para resistir aos esforços que estão previstos atuar na estrutura na fase de serviço. Posto isto, devem ser tomadas em linha de conta, as ações preconizadas nos Eurocódigos, mais concretamente, o peso próprio, as restantes cargas permanentes, o vento, as variações de temperatura, o efeito do pré-esforço e ainda as sobrecargas rodoviárias associadas aos veículos tipo que se deslocam sobre o tabuleiro.

Torna-se importante referir que as abordagens adotadas são distintas consoante o tipo de estrutura, ou seja, se esta se trata de uma estrutura mista ou de betão armado pré-esforçado.

TABULEIROS DE BAP

Nestas, efetua-se o dimensionamento da secção transversal tendo como base as condições de serviço assegurando também um nível de pré-esforço centrado não muito elevado no tabuleiro durante a fase construtiva (Gohler & Pearson, 2000).

TABULEIROS MISTOS

No caso de o tabuleiro ser uma estrutura mista, é efetuado o dimensionamento da parte metálica, numa fase inicial, para que esta suporte o peso da laje que vai ser betonada numa fase seguinte. Posteriormente, é dimensionada a solução mista para resistir às cargas de serviço, efetuando-se uns pequenos ajustes no dimensionamento da parte metálica para que esta suporte as solicitações a que vai estar sujeita durante as fases de lançamento.

5.2. Ações em Fase Construtiva e Fase de Serviço

As ações em estruturas dividem-se, conforme o tipo, e conforme o tipo de estrutura a que elas vão ser aplicadas. Posto isto, dentro do Eurocódigo 1, relativo a ações, existem 4 partes, sendo que a parte 1 está sub-dividida nas partes 1-1 a 1-7.

Algumas ações que são tidas em conta na fase de lançamento, também o são nas fases de serviço. O peso próprio do tabuleiro, que no caso de pontes mistas corresponde somente ao peso da viga metálica, é naturalmente uma solicitação a ter em conta.

A parte 1-1 destina-se a classificar as ações gerais, em dois grupos: pesos próprios, devendo estes ser classificados como ações permanentes fixas; e sobrecargas, devendo estas ser classificadas como ações variáveis livres, salvo indicações em contrário. Esta primeira parte

define ainda valores indicativos dos pesos volúnicos dos diferentes materiais possíveis. Por ser o alvo desta dissertação, é ainda de salientar o capítulo 5.2.3, que define disposições complementares para pontes.

A parte 1-4 é dedicada à quantificação de uma das ações que, devido ao seu carácter dinâmico, pode colocar em causa a segurança da estrutura, o vento. Neste Eurocódigo, são definidos dois parâmetros muito importantes, que são os valores de referência para velocidade do vento e a respetiva pressão dinâmica. No caso particular de pontes, é nesta parte da norma que são definidas as regras para quantificação da ação do vento no tabuleiro na direção longitudinal e nas duas direções transversais; sendo ainda definidas as ações nos pilares.

A metodologia da quantificação da ação do vento segundo o Eurocódigo 1 é uma análise estática equivalente baseada em coeficientes de força. É importante salientar aqui que alguns tipos de pontes não podem ser analisados segundo esta norma. São elas as pontes em arco, pontes de tirantes, pontes suspensas e pontes com curvatura relevante. A cláusula 8.1 do EC1 refere ainda que esta Norma somente se aplica a tabuleiros com altura constante. Contudo, o Anexo Nacional refere como se deve proceder para que esta metodologia possa ser aplicada esse tipo de tabuleiros, com as devidas adaptações (CEN, 2010a).

A Norma define três direções que devem ser consideradas, conforme a Figura 83 pretende ilustrar.

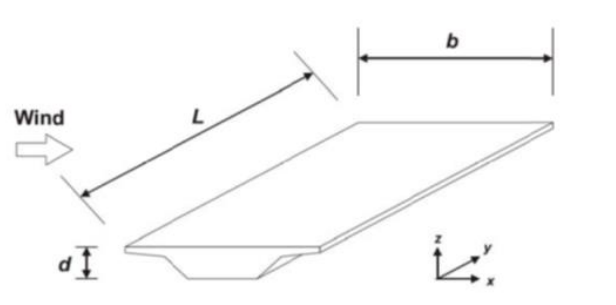


Figura 83 - Sistema de eixos considerado pela Norma.

Para a quantificação da força do vento na direção x, é necessário calcular a área de referência, que se calcula pela seguinte fórmula:

$$A_{ref,x} = L \times d_{tot}$$

A altura total (d_{tot}) deve ser definida consoante o tipo de ponte, devendo ser calculada para duas situações diferentes: uma que inclua a ponte e o veículo tipo (que para a combinação de carga de tráfego rodoviário, deve considerar-se uma altura de 2 metros acima da plataforma rodoviária) e outra que apenas inclua a altura da ponte (Figura 84)

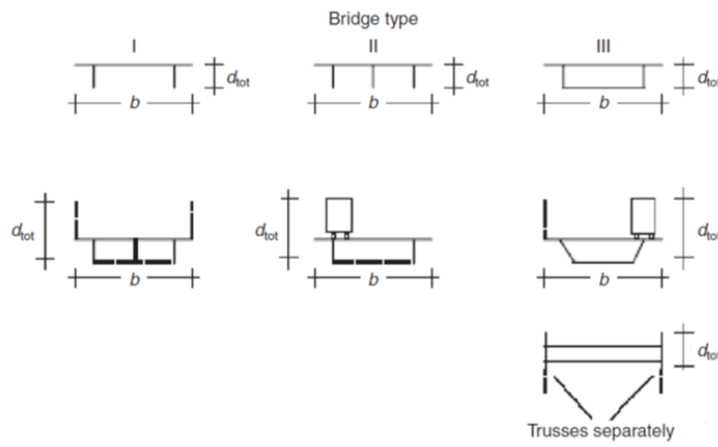


Figura 84 - Definição da altura total a considerar para o cálculo da área de referência.

Com a área de referência calculada, é possível determinar qual a força que se gera na direção do eixo dos xx acima mencionado, que é dada pela seguinte expressão:

$$F_{w,x} = c_s c_d \times c_{f,x} \times q_p(z_e) \times A_{ref}$$

Em que:

$c_s c_d$ é um coeficiente estrutural que tem em conta o efeito da não simultaneidade na ocorrência de pressões de pico sobre a superfície em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência;

$c_{f,x}$ é o coeficiente de força para a situação sem livre escoamento em torno das extremidades;

$q_p(z_e)$ é a pressão de pico à altura do elemento z_e .

Para se calcular a força do vento na direção z, no sentido ascendente ou descendente, a metodologia é aproximadamente a mesma, com a diferença de que o coeficiente de força para a situação sem livre escoamento em torno das extremidades é de ± 0.90 . A área de referência deve ser igual à área em planta do tabuleiro. A força na direção z deve ser considerada com uma excentricidade na direção transversal de $e = b/4$, em que b é a largura do tabuleiro (CEN, 2009).

Para a componente da direção y, considera-se que esta é igual a 0.25 da força do vento na direção x.

No que ao MLI diz respeito, a ação do vento deve também ser considerada na fase de lançamento, nomeadamente o efeito do vento transversal sobre o nariz. A quantificação da ação do vento deve seguir o preconizado a nível regulamentar. A salientar que, nesta fase, é comum considerar-se para a ação do vento uma pressão que ronda $1\text{kN}/\text{m}^2$.

A parte 1-5, destinada à análise das ações térmicas em estruturas, também assume especial relevância no projeto de obras de arte executadas com o MLI. Nesta parte, é abordada a variação de temperatura em obras de arte. A salientar que este documento distingue, para uma correta análise da variação da temperatura, diferentes tipos de tabuleiro. São eles três:

- Tipo 1, tabuleiros em aço;
- Tipo 2, tabuleiro misto aço-betão;
- Tipo 3, tabuleiro de betão

Para se proceder à consideração das ações térmicas, é necessário ter presente que “os valores representativos das ações térmicas deverão ser avaliados a partir da componente da variação uniforme de temperatura e das componentes da variação diferencial de temperatura”.

A componente da variação uniforme da temperatura está dependente das temperaturas mínimas e máximas a que uma obra de arte pode estar sujeita, e o efeito desta ação numa ponte traduz-se numa variação do comprimento do tabuleiro. Ainda outro fator que influencia em grande escala a magnitude das ações térmicas a que uma obra de arte irá estar sujeita, é a denominada “temperatura média durante o período de construção”. Assim, desta forma a obra de arte vai estar sujeita a uma gama de amplitudes das variações uniformes de temperatura, que induzem numa estrutura uma variação de comprimento dos seus elementos.

De acordo com o EC1, devem ser calculadas as temperaturas mínimas e máximas do ar à sombra, consoante a localização da obra de arte, de forma a poderem ser calculadas a temperatura máxima e mínima a que a obra de arte irá estar sujeita. Esses valores das temperaturas mínimas e máximas do ar à sombra são definidos no Anexo Nacional, de acordo com a Figura 85 e a Figura 86, respetivamente

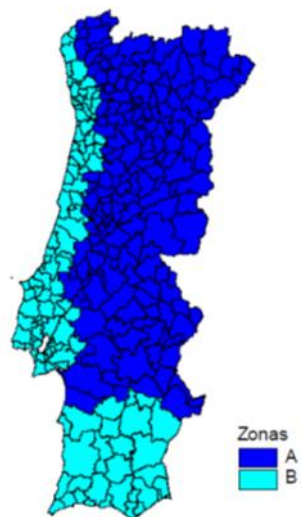


Figura 85 - Zonamento térmico para as condições de Inverno (T_{min}).

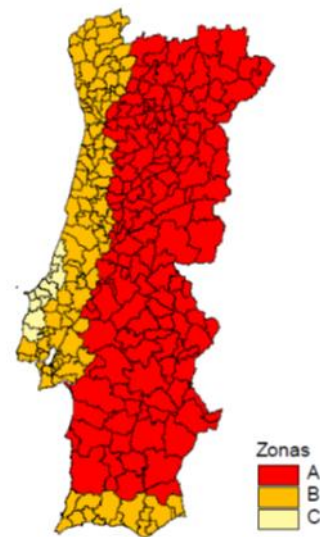


Figura 86 - Zonamento térmico para as condições de Verão ($T_{máx}$).

Os valores das temperaturas para as diferentes zonas do país para as duas condições são os referidos nas seguintes tabelas (Tabela 1 e Tabela 2). A Zona C para a Temperatura mínima do ar à sombra diz respeito ao Arquipélago dos Açores e da Madeira.

Tabela 1 - Temperaturas mínimas do ar à sombra.

Temperaturas Mínimas	
Zona A	-5
Zona B	0
Zona C	5

Tabela 2 - Temperaturas máximas do ar à sombra.

Temperaturas Máximas	
Zona A	45
Zona B	40
Zona C	35

A componente da variação diferencial está relacionada com o gradiente de temperaturas entre as faces superior e inferior, e esforços daí resultantes, num determinado intervalo de tempo. Por outras palavras, a variação diferencial de temperatura é a diferença de temperatura que se verifica entre a fibra superior e a fibra inferior. Contrariamente ao que

se verifica na variação uniforme de temperatura, a variação diferencial de temperatura não depende da localização da ponte. Posto isto, é pois necessário ter em conta na quantificação da variação diferencial da temperatura, duas situações:

- uma situação em que o tabuleiro está a ser sujeito a um aquecimento na fibra superior, que corresponde ao horário diurno. Esta variação diferencial representa-se por $\Delta T_{m,heat}$;
- a outra situação corresponde à situação em que as fibras inferiores do tabuleiro estão a temperaturas mais baixas que as fibras superiores, que corresponde ao horário noturno. Esta variação diferencial representa-se por $\Delta T_{m,cool}$.

O Anexo Nacional define, consoante o tipo de tabuleiro, quais os valores que devem ser considerados:

Para tabuleiros do Tipo 1, ou seja de tabuleiros em aço : $\Delta T_{m,heat} = 18^{\circ}\text{C}$ e $\Delta T_{m,cool} = -12^{\circ}\text{C}$

Para tabuleiros do Tipo 2, ou seja tabuleiros mistos : $\Delta T_{m,heat} = 15^{\circ}\text{C}$ e $\Delta T_{m,cool} = -15^{\circ}\text{C}$

Para tabuleiros do Tipo 3, ou seja tabuleiros em betão : $\Delta T_{m,heat} = 18^{\circ}\text{C}$ e $\Delta T_{m,cool} = -12^{\circ}\text{C}$

Relativamente ao que acontece nos tabuleiros de betão em viga-caixão, o Anexo Nacional define ainda que a variação diferencial de temperatura entre as faces externa e interna das almas de tabuleiros em caixão deve ser considerada, referindo que o valor que deve ser utilizado, nos casos de tabuleiros em que a laje superior se prolongue em consola, por um comprimento superior à altura do tabuleiro, é de 5°C , e nos restantes casos de 10°C (CEN, 2009).

A parte 1-6 também se revela de grande importância, já que define quais as ações que devem ser consideradas em fase de execução das estruturas. A salientar que este documento define regras específicas para a construção de obras de arte recorrendo ao lançamento incremental

no Anexo A2, que devem ser obedecidas. Esta norma define, em concreto para o método construtivo alvo desta dissertação, flechas longitudinais e transversais máximas, recomendando que os seus efeitos devam ser considerados em separado.

Segundo o Anexo A2, o valor recomendado dos assentamentos de apoio no sentido longitudinal para um apoio é de $\pm 10\text{mm}$ (Figura 87), assumindo que os outros apoios se encontram ao seu nível teórico (CEN, 2009).

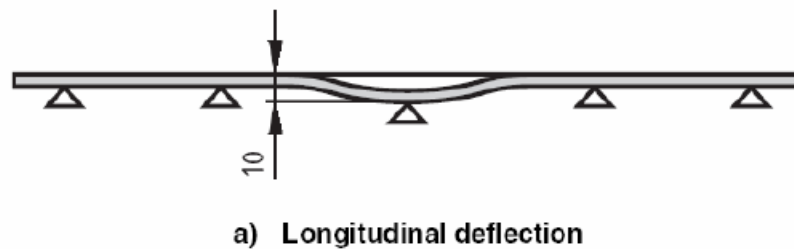


Figura 87 – Esquema representativo das flechas longitudinais recomendadas.

Ainda no Anexo A2, define-se que na direção transversal, sobre um conjunto de apoios, o deslocamento relativo recomendado é de $\pm 2,5\text{ mm}$ (Figura 88), assumindo que um deles se encontra na sua posição esperada (CEN, 2009).

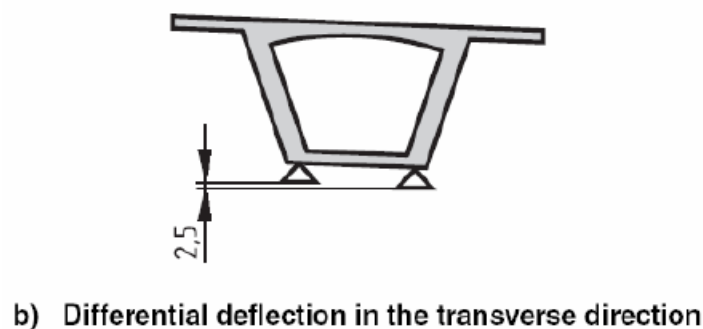


Figura 88 – Esquema representativo das flechas transversais máximas.

As forças horizontais que se geram aquando do lançamento, devidas ao atrito, devem ser determinadas e aplicadas entre a ponte, os apoios e as estruturas auxiliares, sendo os seus efeitos dinâmicos tidos em conta.

Os valores de cálculo das forças horizontais devidas ao atrito não devem ser superiores a 10% das cargas verticais totais, e estas devem ser determinadas para os casos mais desfavoráveis (CEN, 2009).

SOBRECARGAS RODOVIÁRIAS

A parte 2 do Eurocódigo 1 é dedicada ao estudo e análise das ações em pontes e viadutos. Neste documento, são definidas e classificadas as ações em pontes e viadutos. De seguida, são apresentadas quais as ações que devem ser consideradas conforme o tipo de tráfego a que a obra de arte está destinada. Os tipos de tráfego são o rodoviário, o ferroviário e o tráfego pedonal. Por ser o alvo desta dissertação, irá ser aqui explicado com maior detalhe as sobrecargas em pontes rodoviárias.

As ações rodoviárias podem ser divididas em ações verticais e horizontais. As ações verticais são definidas com três modelos de carga – o LM1, LM2 e o LM3. As ações horizontais correspondem às ações de frenagem, arranque e eventuais forças centrífugas.

Para quantificar as ações verticais, é necessário definir o número de vias nominais n_l , recorrendo-se à seguinte expressão:

$$n_l = \text{int} \left(\frac{w}{3} \right)$$

Em que:

n_l é o número de vias nominais (notional lanes) correspondente ao menor número inteiro da divisão de w por 3;

w é a largura total da faixa rodoviária, em metros.

A largura total da faixa de rodagem deve ser definida, conforme a Figura 89 pretende ilustrar, efetuando-se uma análise de como as faixas de rodagem se encontram divididas no tabuleiro, descontando para a largura nominal certas partes dependendo da tipologia do tabuleiro.

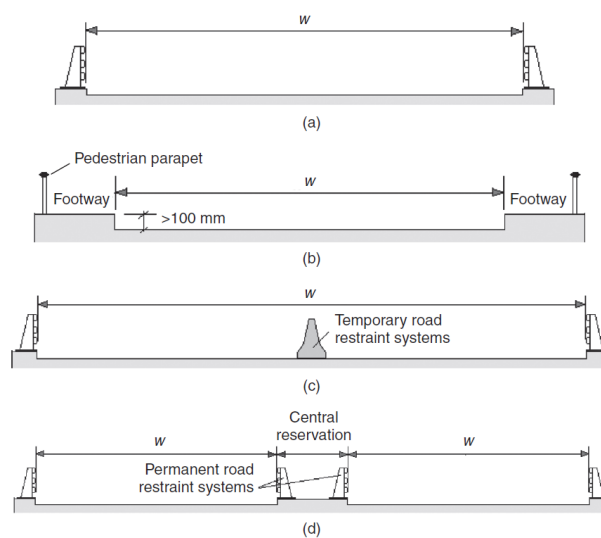


Figura 89 – Tipologia de tabuleiros para definição da largura total da faixa de rodagem.

O Load Model 1 (LM1) é o modelo de carga que melhor caracteriza os efeitos mais comuns do tráfego rodoviário. Este modelo foi obtido, através de estudos científicos baseados em dados reais de tráfego rodoviário, e em modelos teóricos desenvolvidos.

O LM1 é composto por dois tipos de carga:

- conjunto de cargas pontuais móveis;
- cargas uniformemente distribuídas.

Estas cargas variam conforme a *notional lane* que se pretende analisar, conforme a Figura 90 pretende demonstrar.

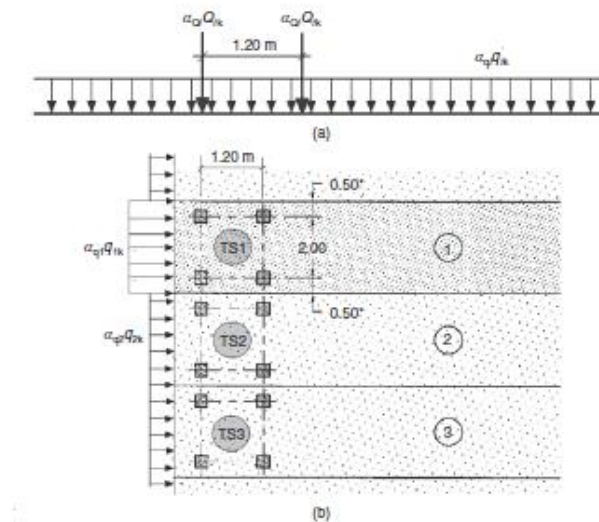


Figura 90 – Divisão das *lanes*, e respectivas cargas a ser aplicadas.

Os valores a aplicar em cada uma das *notional lanes*, são indicados na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores das cargas nas diferentes *lanes*, segundo o LM1.

Load Model 1		
LANE	Q _{ik}	q _{ik} (kN/m ²)
1	300	9
2	200	2.5
3	100	2.5
Área rest.	0	2.5

O LM2 é um modelo de carga que vem complementar o LM1, já que o LM1 não conseguia abranger os efeitos de todo o tipo de veículos. O LM2 cobre-se de importância, nomeadamente, quando pretendemos fazer verificações específicas para elementos estruturais curtos, complementando assim o LM1.

O LM2 (Figura 91) é apenas composto por duas cargas pontuais separadas transversalmente de 2 metros, tendo cada uma delas, o valor de 400kN.

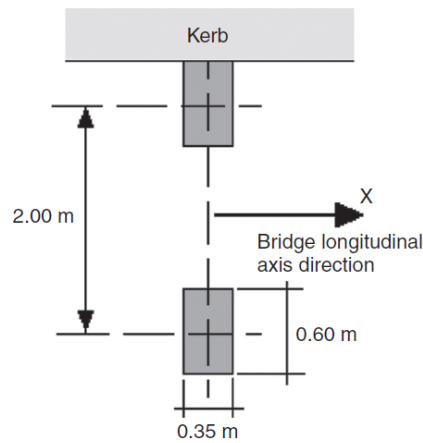


Figura 91 – Load Model 2.

O Load Model 3 (LM3) pretende simular a passagem dos chamados veículos especiais. Deve ser considerado o “Modelo 1800/150”. Trata-se de um modelo de carga composto por 12 cargas pontuais de 150kN afastadas de 1.50 metros, e que é suposto atuar em combinação com as ações frequentes do modelo LM1. Este veículo é suposto circular a velocidade reduzida, pelo que os seus efeitos não são afetados do coeficiente dinâmico (CEN, 2009).

A força de frenagem é uma força horizontal, no sentido longitudinal do tabuleiro, e que vem dada pela seguinte expressão:

$$Q_{1k} = (360 + 2.7 \times L)$$

Em que:

L é o comprimento do tabuleiro da parte considerada como sendo carregada, em metros.

A salientar que esta força pode assumir o valor máximo de 900kN.

A força centrífuga é uma força que atua na direção transversal/radial do tabuleiro, e que se pode calcular recorrendo à seguinte expressão:

$$Q_v = \sum \alpha_{Qi} \times 2Q_{ik}$$

Em que:

Q_{ik} é a carga correspondente ao peso dos dois eixos que foi aplicado na Lane 1;

α_{Qi} é o fator de ajuste conforme a classe de carga.

AÇÃO SÍSMICA

Existe ainda um outro documento dedicado particularmente à ação sísmica, que é o Eurocódigo 8, também dividido em várias partes.

A parte 1 define a ação sísmica, em função do tipo de terreno, magnitude do sismo, zonamento do território, etc., bem como os diversos métodos que podem ser utilizados para análise sísmica.

As partes 2 a 6 definem as condições para dimensionamento sobre ações sísmicas específicas para tipos especiais de estruturas, sendo a parte 2 a referente a pontes.

Segundo o EC8, o efeito da ação sísmica numa estrutura está dependente de vários fatores. São eles o tipo de terreno, a classe de importância, a proximidade do sismo e a zona onde a obra de arte está inserida.

Para se poder calcular a ação sísmica e o seu efeito nos diferentes elementos estruturais, é necessário também determinar a rigidez de cada pilar, que depende da inércia de cada um deles e das condições de apoio em que eles se inserem. Ainda outro aspeto que deve ser cuidadosamente analisado é a quantidade de massa que cada pilar vai suportar, pois diferentes vãos traduzem-se em cargas de massa concentrada em cima de cada pilar diferentes, logo, forças atuantes em cada pilar diferentes entre si. As cargas sísmicas obtidas pelo Eurocódigo traduzem-se em acelerações que devem ser transformadas em forças na direção da atuação sísmica.

Por ser um país que está numa localização geográfica sujeita a forte actividade sísmica, esta deve ser analisada com o devido cuidado.

AÇÃO DA NEVE

A parte 1-3 é dedicada à quantificação da ação da neve, que depende da altura a que a estrutura está do solo, e do zonamento do território.

Apesar de o EC1 excluir a carga da neve em pontes, é possível fazer-se uma quantificação aproximada do seu valor.

A ação da neve é considerada como uma ação variável fixa. Contudo, a ação da neve relacionada com uma carga excecional e deslocamento excecional, deve ser considerada como uma ação de acidente (CEN, 2009).

A carga da neve vem expressa em kN/m^2 e denomina-se de carga da neve ao nível do solo. Para se proceder à sua quantificação, é necessário saber qual a localização da estrutura a analisar. Essa análise deve ser feita, com base no mapa que vem no EC1 (Figura 92).

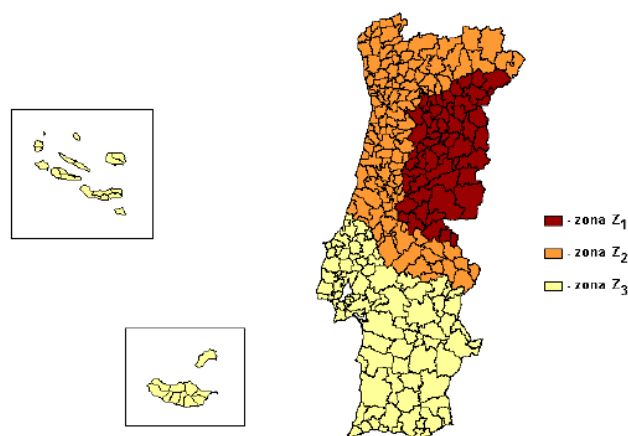


Figura 92 – Zonamento do território para a quantificação da neve.

Segundo o Anexo Nacional, os valores característicos da carga da neve ao nível do solo, são determinados pela seguinte expressão:

$$s_k = C_z \times \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right]$$

Em que:

C_z é um coeficiente dependente da zona, que assume os seguintes valores

$$\begin{cases} \text{Para a zona } z_1 & C_z = 0.30 \\ \text{Para a zona } z_2 & C_z = 0.20; \\ \text{Para a zona } z_3 & C_z = 0.10 \end{cases}$$

H é a altitude do local, em metros.

No caso particular do MLI, a neve é também uma ação que não pode ser esquecida, podendo mesmo em fase construtiva influenciar o dimensionamento do nariz de lançamento e da força de pré-esforço necessária para o tabuleiro.

Algumas ações que são tidas em conta na fase de lançamento, também o são nas fases de serviço. O peso próprio do tabuleiro, que no caso de pontes mistas corresponde somente ao peso da viga metálica, é naturalmente uma solicitação a ter em conta.

Ainda outro tipo de ação a que as obras de arte executadas com o MLI estão sujeitas é a ação que se gera devido às cargas não permanentes de equipamentos utilizados em obra. O EC1 1-6 define que, nos casos em que a informação sobre estes equipamentos é mais reduzida, essa carga pode ser considerada como sendo uma carga uniformemente distribuída de $0.5\text{kN}/\text{m}^2$.

5.3. Critérios de Dimensionamento

O Eurocódigo 2, relativo a betão armado e betão armado pré-esforçado está dividido em três partes, sendo que a primeira se sub-divide nas partes 1-1 e 1-2.

A parte 1-1 começa por definir quais as propriedades dos materiais. São estas propriedades que os projetistas devem considerar para efeitos de cálculo das propriedades mecânicas, físicas e resistentes do material a utilizar. Ainda neste documento, é abordado um tema que em projeto, assume alguma importância, que são os fenómenos de fluência e retração. A fluência e a retração do betão são propriedades reológicas cujos efeitos afetam substancialmente a fendilhação e a deformação. Por isso é que estes fenómenos devem ser considerados na verificação dos estados limites de utilização (CEN, 2010b).

Para o cálculo de obras de arte executadas com o MLI, os efeitos diferidos da retração e da fluência podem ser contabilizados, optando por uma de duas hipóteses. Uma dessas hipóteses, é efetuar um cálculo não-linear da estrutura. A outra hipótese passa por ser admitido uma reserva de compressão em todas as secções do tabuleiro de 0,5MPa (Rosignoli, 2002).

São ainda definidas as regras aplicáveis a armaduras para betão armado em forma de varões, fios, redes electrossoldadas e de vigas em treliça pré-fabricadas. No que toca ao aço de pré-esforço, é dito que este tipo de aço deverá apresentar uma suscetibilidade à corrosão sob tensão suficientemente baixa. São ainda abordados como devem ser os dispositivos de pré-esforço, nomeadamente, ancoragens e acopladores, e quais devem ser as suas propriedades mecânicas.

Relativamente a elementos e estruturas pré-esforçadas, é definido qual deve ser o valor máximo de pré-esforço aplicado, sendo ainda imposto quais devem ser as tensões de compressão máximas a que o betão pode estar sujeito nas diferentes situações. É depois indicado como se deve proceder ao cálculo das perdas instantâneas de pré-esforço por pós-tensão devidas à deformação instantânea do betão, as devidas ao atrito e as perdas que se dão nas ancoragens. Por último, é ainda indicado como se calculam as perdas diferidas de

pré-esforço em pré-tensão e pós-tensão, por efeitos da fluência e retração do betão, e da relaxação do aço de pré-esforço.

A parte 2 do EC2, que é destinada ao dimensionamento de pontes em betão, é muito semelhante à parte 1, definindo umas regras específicas para este tipo de estruturas, como por exemplo, o recobrimento de armaduras. É ainda explicado num dos anexos como se deve proceder ao cálculo de elementos de casca em betão.

Outro Eurocódigo com alguma importância para as obras de arte executadas com o MLI é o EC3, relativo a estruturas metálicas. É o documento normativo com mais partes e subpartes, das quais se referem aqui apenas algumas.

Neste documento, a parte 1-1 começa por definir as bases de projeto, quais as propriedades dos materiais que o projetista deve considerar. De salientar que, em estruturas metálicas, devido às características do aço, estas estruturas podem ser dimensionadas em regime plástico. São ainda definidos para estados limites de utilização, quais as flechas verticais e horizontais máximas.

A parte 1-8, destinada ao projeto de ligações metálicas, define como devem ser dimensionadas as ligações aparafusadas e as ligações soldadas.

A parte 2 é especificamente destinada ao projeto de pontes (CEN, 2010).

As boas práticas de dimensionamento e verificação de segurança passam por garantir algumas premissas:

TABULEIROS DE BAP

- no caso de tabuleiros de BAP, deve ser garantido que as tensões máximas nas fibras do tabuleiro sob a combinação característica de ações são inferiores à tensão média de resistência à tração do betão.
- outra verificação que deve também ser cumprida é que a tensão de compressão a que o betão vai estar sujeito não ultrapasse os 60% da sua resistência característica de compressão, para a combinação rara de ações;
- aquando da aplicação das cargas permanentes, deve ser sempre assegurado em tabuleiros de betão armado pré-esforçado, uma tensão de compressão mínima de 0.5MPa no betão, para ter em conta as possíveis tensões de tração resultantes das redistribuições de esforços provocadas pelos efeitos diferidos e assentamentos de apoio.

TABULEIROS MISTOS

- no caso de tabuleiros metálicos e mistos, as tensões máximas nas fibras metálicas do tabuleiros sob a combinação característica de ações tem que ser inferiores à tensão de cedência.
- quanto aos pilares, deve ser verificada a sua segurança à encurvadura e à compressão máxima com flexão para a combinação característica de ações. Para a fase de lançamento, a verificação de segurança passa por incluir algumas verificações adicionais específicas desta metodologia construtiva, mais concretamente, durante a fase de substituição dos aparelhos

provisórios para os definitivos em que é necessário a utilização de dispositivos hidráulicos para elevar o tabuleiro.

QUESTÕES COMUNS AOS DIVERSOS TIPOS DE TABULEIRO

No caso de a segurança do tabuleiro não estar assegurada durante algumas das fases de lançamento, o leque de soluções que o projetista pode preconizar é diverso. Dentro desse leque, salientam-se o reforço pontual de certas secções do tabuleiro, sem que isso encareça significativamente o projeto; outra solução possível seria alterar os esforços a que a estrutura vai ser submetida através da alteração das cotas de perfil do lançamento, procedendo a assentamentos ou a elevação de apoios. No entanto, esta solução nem sempre é fácil de ser materializada, e pode mesmo até ser impossível a sua utilização quando o perfil de lançamento for condicionante; uma terceira solução, frequentemente mais económica, passa por se efetuar um pequeno ajuste do comprimento do nariz de lançamento ou do número e da colocação de apoios intermédios, levando esta solução a menores comprimentos do tabuleiro de betão armado em consola durante as fases de lançamento. Torna-se importante salientar que todas as soluções aqui apresentadas têm custos associados, e que em particular, os esforços de lançamento são muito sensíveis ao comprimento de nariz metálico que é adotado.

Outra verificação que é comum ser efetuada para este método construtivo é a verificação do esforço axial que é suportado pelos dispositivos de transferência de carga que são tracionados durante o lançamento e os momentos fletores que ocorrem na base dos pilares aquando do lançamento, devido ao atrito. É corrente limitar estas trações nestas secções a f_{ctk} ou f_{ctm} , tentando evitar a fissuração destes elementos durante a construção.

Deve ser ainda verificada a segurança da plataforma de lançamento, garantindo que a estrutura projetada é capaz de resistir a todos os esforços gerados no lançamento, devendo ser dada particular importância aos suportes contra os quais os macacos de lançamento vão trabalhar. É frequente utilizar-se a estrutura do próprio encontro para efetuar esta reação, sendo por isso, fundamental garantir a sua estabilidade durante todas as fases de lançamento.

5.4. Campo de contra-flechas em fase construtiva

A análise do campo de contra-flechas, em fase construtiva faz parte essencial do projeto de uma ponte construída pelo método de lançamento incremental. Efetivamente, torna-se necessário construir o tabuleiro impondo uma deformação contrária à que resultaria da deformada provocada pelas cargas permanentes. Assim, durante o lançamento torna-se por vezes necessário efetuar ajustes nas cotas dos apoios de lançamento, no sentido contrário às flechas provocadas pelo peso próprio. Por outro lado, torna-se necessário ter em consideração uma ação adicional durante a fase de lançamento que se trata de uma imposição de deslocamentos do tabuleiro nas secções que estão sobre os apoios, com o intuito de simular o contacto entre eles. Estes deslocamentos impostos devem ser determinados de tal forma que, em situação de serviço, com a superestrutura terminada e porventura com uma fração das sobrecargas de serviço, cada secção do tabuleiro esteja tão próxima quanto possível da posição respetiva na rasante de projeto (Ribeiro, 2010).

Uma correta determinação destes campos de deslocamentos e dos efeitos que estes refletem em termos de redistribuição de esforços são os aspetos mais importantes e delicados numa obra onde o método de lançamento incremental tenha sido preconizado. Estes deslocamentos podem ser obtidos através de duas componentes, onde a primeira é determinada, recorrendo a métodos gráficos, e consiste no cálculo da posição do tabuleiro indeformado relativamente

a cada apoio de lançamento. A segunda componente resulta da deformação que cada um dos apoios sofre quando o tabuleiro se encontra numa dada fase de lançamento. Usualmente, este processo é iterativo, já que a deformada da estrutura muda quando o mesmo acontece com as contra-flechas preconizadas em projeto. Apesar de tudo, este processo é relativamente rápido, já que facilmente se atinge a convergência de valores.

O campo de contra-flechas que se desenvolve durante a construção pode ser obtido, recorrendo a duas metodologias distintas (Ribeiro, 2010):

- a estrutura pode estar suportada numa configuração longitudinal tal, que a sua forma reproduza o campo de contra-flechas preconizado em projeto. Por ter custos muito elevados, este método não é muito utilizado, pelo que em vez disso, é obtido esse efeito recorrendo a um conjunto de apoios de lançamento suficientemente próximos uns dos outros para que a deformação devido ao peso próprio que ocorreria entre apoios seja desprezada.

- existe a possibilidade da estrutura ser montada sobre apoios devidamente espaçados, para que a deformação nos respetivos vãos causada pelo peso próprio, seja tida em conta.

Determinado o campo de contraflechas, e quantificado o seu efeito, podem ser determinados os esforços a que o tabuleiro vai estar sujeito durante o lançamento, já que a posição correta dos apoios já é conhecida.

Para o efeito, recorre-se a um modelo elástico linear, e contabilizam-se as ações do peso próprio, a sobrecarga construtiva, a pressão do vento, a presença de gradientes de temperatura, a força de empurre a que o tabuleiro está sujeito, e os assentamentos do tabuleiro ao nível de cada apoio.

De seguida, e como foram admitidos modelos elásticos lineares, o princípio de sobreposição dos efeitos pode ser aplicado, obtendo-se assim os diagramas de esforços totais para a combinação linear das ações citadas anteriormente.

5.5. Projeto do tabuleiro

TABULEIROS MISTOS

As pontes mistas aço-betão são geralmente competitivas para vãos com mais de 50m de comprimento, e a gama de valores destes vãos preconiza o uso de vigas de aço, cuja secção pode ou não ser variável. Por outras palavras, quer as espessuras dos banzos, quer as da alma podem variar ao longo dos vãos mediante os esforços que se desenvolvem no tabuleiro em serviço e durante o lançamento.

No caso da parte metálica ser lançada isoladamente, e o banzo superior ser betonado posteriormente a este lançamento, a parte metálica deve ser dimensionada para resistir ao peso próprio total ainda antes de a estrutura funcionar como estrutura mista. Os esforços de lançamento nas partes metálicas assumem alguma importância devido a alguma concentração de esforços locais, razão pela qual os esforços de lançamento afetam fortemente o seu pré-dimensionamento, nomeadamente, as espessuras das almas e dos banzos (mais concretamente o banzo superior), levando assim muitas vezes à necessidade do seu reforço (Ribeiro, 2010; Rosignoli, 2002).

Posto isto, a fim de ser dimensionada a parte metálica, é usual determinar a envolvente de esforços para a fase de lançamento.

Um parâmetro que afeta substancialmente o peso do tabuleiro, logo, das cargas permanentes, é a espessura da laje de betão. A espessura da laje está condicionada pela largura do tabuleiro, da classe de betão, e do sistema estrutural adotado no tabuleiro misto.

O facto de ser uma estrutura mista implica a existência de conectores ao longo de todo o comprimento do tabuleiro, que faz com que a estrutura de aço (vigas metálicas) coopere

com a estrutura de betão, no que à resistência à flexão e ao corte diz respeito, ou seja, a estrutura é dimensionada como se de uma estrutura mista se tratasse. Uma das medidas para reduzir o peso da laje de betão, apesar de invulgar, passa pela adoção de uma solução de pré-esforço transversal, nomeadamente no caso de tabuleiros constituídos por lajes muito largas transversalmente apoiadas em apenas dois pontos, sem apoios intermédios ou de extremidade.

As primeiras soluções de pontes mistas eram constituídas por diversas vigas de aço que sustentavam diretamente o tabuleiro de betão. No entanto, esta solução tem caído em desuso, usando-se atualmente sistemas de duas vigas de aço em I paralelas, ou uma viga U. O sistema em I é aplicável em pontes com vãos compreendidos entre os 50 e os 110m, existindo ainda exemplos de pontes com vãos maiores, mas executadas em tabuleiros de pontes de tirantes.

No caso de um tabuleiro misto consistindo em duas vigas metálicas, os travamentos transversais entre vigas são parte essencial do sistema estrutural, tendo como função resistir aos efeitos de torção e dotar os banzos, quando à compressão, de apoios laterais. Estes travamentos assumem uma importância muito grande no caso de pontes que apresentem curvatura em planta (Rosignoli, 2002).

Devido ao facto de o tabuleiro, durante o lançamento, estar sujeito a momentos fletores positivos e negativos, torna-se importante verificar se as relações entre a largura e espessura dos banzos são suficientes para satisfazer a segurança da estrutura, em relação à instabilidade lateral. É prática corrente efetuar-se o pré-dimensionamento admitindo que estes elementos sejam da classe 1 ou 2, prevenindo dessa forma eventuais problemas de encurvadura local.

A escolha por um caixão misto é outra opção que pode ser adotada, utilizando uma viga em U, que é uma solução eficaz na resistência aos esforços de flexão, durante a fase de

lançamento, devido à largura do banzo inferior ser elevada e a um comportamento muito estável no que aos esforços de torção diz respeito, o que pode ser útil em pontes curvas. A salientar que essa resistência à torção somente é adquirida, quando a secção se torna mista, pelo que até lá se recorre a travamentos colocados na parte superior da viga em U, durante o lançamento.

Como nestes tipos de tabuleiro, o centro de gravidade se encontra a um nível relativamente baixo e o banzo superior tem uma largura apreciável, a capacidade de estas secções resistirem ao momento negativo é muito maior, tornando este tipo de vigas apropriado a lançamentos onde os vãos sejam muito grandes e o nariz de lançamento relativamente curto.

Uma vantagem da utilização do caixão misto é a boa resistência à corrosão que esta solução apresenta, já que somente a parte exterior do caixão é que fica exposta à ação dos agentes exteriores. (Rosignoli, 2002)

Por outro lado, a solução em caixão é mais dispendiosa, já que se utiliza mais aço, obriga a um maior trabalho em estaleiro e *in situ*, e devido aos custos associados ao transporte de peças pré-fabricadas de maiores dimensões.

As almas são dimensionadas tendo em conta a sua resistência, que é função da carga crítica de instabilidade de placa. Outra verificação a ser cumprida é a avaliação da resistência local das almas para a ação da carga concentrada, devido à reação de apoio, vulgarmente designada de “Patch-Loading”. Este efeito muitas vezes condiciona a espessura das almas, bem como a distância entre reforços transversais.

A escolha de se betonar *in situ* diretamente no banzo inferior, placas de betão, numa zona de momentos negativos possibilita que a resistência à encurvadura da laje inferior seja aumentada, devido ao facto de se considerar que esta se comporta como estrutura mista, minimizando assim efeitos de instabilidade local sobre os apoios.

O uso destas placas estabiliza as lajes inferiores e evita grande parte dos custos associados aos reforços.

No que toca à altura do tabuleiro e para efeitos de pré-dimensionamento, é prática corrente admitir-se uma relação entre vão e altura da secção entre 16 e 18, sendo estes valores algo indicativos, já que as variáveis que influenciam esta relação são diversas, nomeadamente, a sua eficiência em fase de lançamento e de serviço (nomeadamente quando se tratam de tabuleiros destinados ao tráfego ferroviário ou rodoviário) (Reis, 2009).

TABULEIROS DE BAP

O aspeto mais relevante, relativamente ao dimensionamento de tabuleiros de betão armado construídos recorrendo ao lançamento incremental, é a necessidade que estes têm de serem dotados com a capacidade de absorver os esforços para as diferentes fases de lançamento do tabuleiro. O aspeto referido anteriormente é a razão pela qual a esbelteza obtida neste tipo de estruturas não pode ser muito elevada, pelo que é prática comum adotar tabuleiros com uma altura maior quando não se pretende utilizar um número excessivo de pilares provisórios. Ainda outra solução que pode ser preconizada é a utilização de um nariz de lançamento mais longo, conduzindo esta opção a uma possibilidade de redução de altura do tabuleiro, uma vez que os momentos fletores máximos negativos dependem do comprimento do nariz. Estruturas construídas por este método necessitam de um cuidado muito grande no dimensionamento do pré-esforço. O pré-esforço deve ser dimensionado para evitar trações

excessivas numa ou mais fases de lançamento, mas tendo sempre em atenção evitar o sobredimensionamento das estruturas.

A secção transversal mais comum em tabuleiros de obras de arte construídas por este método é o caixão unicelular, pois este é o que apresenta melhor comportamento à flexão e torção, tendo tipicamente uma altura máxima de $1/14$ do comprimento do maior vão que o tabuleiro tem que vencer em fase construtiva.

Este valor varia, tendo em linha de conta o comprimento do vão, o que frequentemente, conduz ao uso de pilares provisórios para reduzir o vão de lançamento, comparativamente ao vão final do tabuleiro (Gohler & Pearson, 2000).

A minimização dos inconvenientes estéticos de pontes com tabuleiros pouco esbeltos pode ser feita de diversas formas que não acrescentem custos adicionais muito elevados, e que melhorem o comportamento da estrutura. Um exemplo disso é o recurso a almas inclinadas, que minimizam o impacto visual da altura elevada do tabuleiro e que reduzem o comprimento da laje superior que está em consola.

5.6. Traçado dos cabos de pré-esforço e seu dimensionamento

O facto de, durante o processo construtivo de obras de arte executadas com o MLI haver uma constante mudança de sinais de momentos, inviabiliza o recurso a um traçado parabólico. Posto isto, o traçado aconselhável inclui cabos de pré-esforço retos, superiores e inferiores, em que a sua resultante coincida com o centro de gravidade (pré-esforço centrado).

Para a fase de serviço, na qual o tabuleiro está sujeito a outras ações para além do peso próprio, pode ocorrer a necessidade de sistemas de pré-esforço complementares ao referido no parágrafo anterior.

O traçado de pré-esforço mais comum é aquele que combina pré-esforço aderente com pré-esforço exterior. E para a fase de utilização, em conjugação com os cabos internos da fase de lançamento, é adotado uma de duas soluções complementares: um traçado trapezoidal externo; ou um traçado com cabos aderentes parabólicos.

Na fase de lançamento, o pré-esforço deve ser dimensionado para garantir que nenhuma das fibras do tabuleiro esteja à tração. Na fase de serviço, o pré-esforço deve ser dimensionado de tal forma que cumpra as disposições regulamentares.

5.7. Projeto de pilares, encontros e nariz de lançamento

Como foi dito anteriormente, a aplicação da técnica do lançamento incremental a pontes de betão armado pré-esforçado começou a ser uma realidade com o surgimento do Teflon, um material com um coeficiente de atrito muito baixo, e que facilita de forma substancial o lançamento. Como o peso das estruturas de betão armado era tão grande, e ainda não se tinha descoberto o Teflon, o equipamento de lançamento normalmente usado para estruturas mais leves não era possível. Os roletes de lançamento mais longos eram mais caros e a sua amortização era mais difícil de ser conseguida. Mas durante a construção da ponte Veitshichheim, o Teflon foi utilizado, e desde então, tem sido o material de eleição (Rosignoli, 2002). Este material traz uma vantagem muito grande, que é uma redução substancial das ações horizontais por atrito que se desenvolvem nos topos dos pilares.

5.7.1. Pilares provisórios e definitivos

PILARES DEFINITIVOS

O dimensionamento destes elementos é feito para a situação final de projeto, ou seja, para as combinações de ações mais condicionantes em fase definitiva, mas estes elementos têm também de ser capazes de resistir aos esforços que se desenvolvem durante a fase de lançamento. Ou seja, têm que ser capazes de resistir às forças horizontais que se geram durante o lançamento. Uma gama de valores conservativo que simula este efeito é considerar um coeficiente de atrito entre pilares e tabuleiro na ordem dos 4% a 7%, valores estes que por ensaios efetuados antes eram cerca de metade (Martins, 2009).

Como é natural, os valores das reações verticais que se geram nos pilares durante o lançamento são bem menores do que aqueles que se verificam em fase definitiva, mas as forças horizontais são bem maiores, pelo que, em certas situações, é necessário que os pilares sejam atirantados durante a fase de lançamento, ou mesmo que a sua orientação seja estudada com maior detalhe (optar por orientar as secções menos esbeltas na direção longitudinal).

As forças horizontais no topo dos pilares devem ser determinadas atribuindo um coeficiente de atrito mínimo e máximo, respetivamente de 0 e 0.04, de acordo com o EC1 1-6.

PILARES PROVISÓRIOS

Os pilares provisórios são elementos a serem utilizados na fase de lançamento de tabuleiros com vãos acima dos 50m, ou em situações em que o tabuleiro apresenta uma esbelteza superior a 15 (Gohler & Pearson, 2000; Ribeiro, 2010; Rosignoli, 2002).

Estes elementos, ao serem utilizados, reduzem os momentos fletores a que o tabuleiro irá estar sujeito durante o lançamento, reduzem também o esforço transversal no tabuleiro, reduzem ainda as reações verticais nos pilares, reduzem os momentos fletores na base dos pilares e constata-se ainda uma redução das forças de atrito.

Outra utilidade para estes elementos é de suporte da cofragem da aduela de fecho de um tabuleiro em betão armado pré-esforçado lançado simetricamente a partir de ambos os encontros.

Os pilares provisórios permitem por vezes, reduzir, ou até mesmo eliminar a necessidade da utilização do nariz de lançamento, mas a sua maior vantagem é a redução da força de pré-esforço necessário para a zona da frente de lançamento.

Os pilares provisórios são geralmente executados em estrutura metálica, podendo em alguns casos ser em betão armado, apresentando uma menor deformação e sendo menos sensíveis a variações térmicas (Rosignoli, 2002).

Os pilares provisórios, que geralmente são mais esbeltos que os pilares definitivos, não devem ultrapassar os 40m de altura, devido a questões económicas. Estes elementos como são, na maior parte das vezes, dimensionados para resistirem às forças horizontais, devem ser atirantados ou escorados, servindo este escoramento para reduzir os esforços de flexão e de corte devido às forças de atrito que se geram nos pilares durante o lançamento.

Se o recurso aos pilares provisórios não for uma realidade passível de ser utilizada, quer por razões económicas, quer por razões técnicas de execução, uma solução interessante pode passar pelo atirantamento da frente do tabuleiro, como foi adotado no Viaduto de Millau.

5.7.2. Encontros

Um dos elementos de maior importância numa obra de arte executada pelo lançamento incremental é o encontro a partir do qual o tabuleiro é lançado. Este elemento deve ser capaz de suportar as ações horizontais que se geram durante a fase de lançamento, que progressivamente vão aumentando, já que o peso da estrutura aumenta à medida que o seu comprimento aumenta (devido ao comprimento já lançado). Por outras palavras, quanto mais longo for o tabuleiro a lançar, maiores serão os esforços horizontais no encontro.

No caso da construção por lançamento incremental, para além das habituais condicionantes usuais no dimensionamento destes elementos, é necessário ter em conta a tipologia de aparelho que vai ser utilizada para efetuar o lançamento. Nos casos em que se preconiza o uso de macacos hidráulicos no encontro, estes devem ser dimensionados de forma a contemplar espaço para esses elementos.

O facto de o encontro ser utilizado como ponto de reação de lançamento requer também que ele seja executado em duas fases. Em primeiro lugar, a estrutura é construída até à cota do apoio do tabuleiro, incluindo os suportes dos aparelhos hidráulicos de lançamento. Por último, finalizado o lançamento do tabuleiro, constrói-se o resto do encontro e o aterro de tardo.

5.7.3. Nariz de lançamento

O dimensionamento do nariz de lançamento é feito inicialmente com o diagrama de envolventes de flexão e de esforço transversal que se desenvolvem durante o lançamento. A envolvente de esforços é determinada para cada “braço” do nariz de lançamento, e a altura deste elemento é em geral igual à altura do tabuleiro. A largura dos banzos inferiores pode ser a mesma que foi considerada para a zona de betão. Com a largura dos banzos definida,

a área total de contacto entre o aparelho de apoio e o nariz, facilmente é calculada. O momento que se gera no banzo inferior devido às tensões de contato vai condicionar o dimensionamento da sua espessura. O momento transversal que se gera assim que o nariz assenta num apoio é calculado, assumindo que a reação de apoio que vai para cada “braço” do nariz é igual. A espessura da alma do nariz é determinada com a envolvente de esforços transversos que se gera durante o lançamento. As tensões tangenciais que se geram na alma do nariz devem ser o mais baixas possíveis para ter em conta possíveis distribuições desiguais das reações de apoio, e para diminuir o número de escoras de ligação entre os dois braços, cujo espaçamento pode ser determinado posteriormente.

As boas práticas dizem que a espessura das almas de cada braço de nariz deve ser superior a 12mm de forma a facilitar o seu fabrico, e de forma a garantir a rigidez necessária a estes elementos (Rosignoli, 2002).

LIGAÇÃO NARIZ-TABULEIRO

A ligação nariz-tabuleiro deve garantir a transferência dos momentos e do esforço transversal, garantindo assim que existe uma continuidade estrutural perfeita entre o nariz e o tabuleiro, sendo esta continuidade assegurada por um conjunto de barras metálicas.

O momento positivo a que esta ligação vai estar sujeita é muito maior que o negativo, pelo que grande parte do pré-esforço de ligação é aplicado no banzo inferior. A solução mais prática para uma correta transmissão dos esforços de flexão entre o nariz e o tabuleiro passa pela colocação de uma junta de barras pré-esforçadas. Para a transferência de esforços de corte, usam-se blocos de aço.

6. Aplicação a um caso prático

No presente capítulo desta dissertação irá ser aqui apresentada uma proposta de solução alternativa à solução que foi preconizada na obra do Viaduto do Corgo, nomeadamente o sub-viaduto nascente. Recorre-se, desta maneira, ao MLI, fazendo umas alterações à geometria dos pilares para que a aplicação do processo construtivo alvo desta dissertação se torne viável.

6.1. Introdução

O viaduto que serviu de base para a aplicação do caso prático, como já foi dito, é o Viaduto do Corgo (Figura 93 e Figura 94).

O viaduto do Corgo trata-se de um viaduto em betão armado pré-esforçado com 2796 metros de extensão, que se encontra dividido em 3 sub-viadutos. São eles os viadutos Poente, Central e Nascente, com 855m, 768m e 1167m de extensão, respetivamente (LCW, 2010).

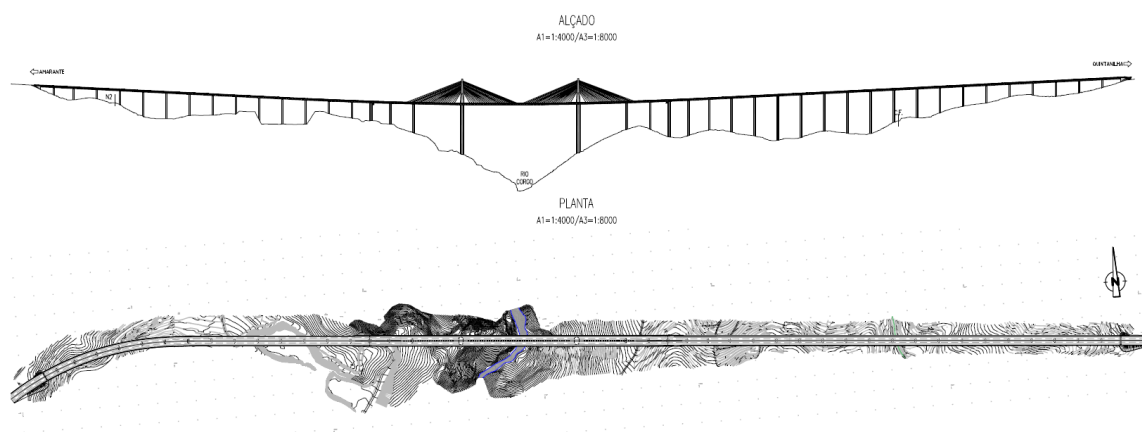


Figura 93 – Planta e alçado da totalidade do viaduto.



Figura 94 – Vista geral do viaduto do Corgo.

Esta divisão foi feita, porque se tratava de uma estrutura muito extensa onde os efeitos da temperatura, dos efeitos diferidos e dos efeitos da ação do vento poderiam colocar em causa o desempenho da estrutura.

No sub-viaduto central (Figura 95 e Figura 96), optou-se por recorrer a uma solução atirantada com suspensão central, prolongada por vãos de continuidade de cada um dos lados, perfazendo os já referidos 768m de extensão. Acrescenta-se, a título de curiosidade, que nesta zona do viaduto a largura do tabuleiro aumenta de 25,30m para 28m, com o objetivo de se poder instalar os mastros e tirantes (LCW, 2010).

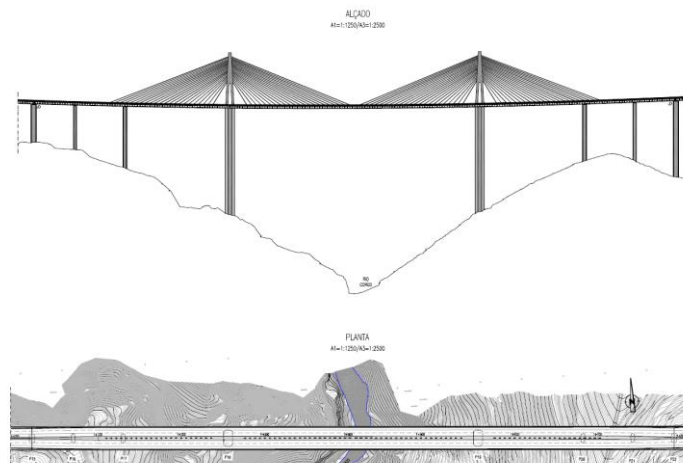


Figura 95 – Alçado e planta do sub-viaduto central.



Figura 96 – Vista geral do sub-viaduto central.

O sub-viaduto poente (Figura 97 e Figura 98), em estrutura contínua, é constituído por vãos tipo de 60 metros, onde o primeiro vão tem 36m; o segundo 51m; 12 vãos com 60m cada; e por fim um vão de 48m (LCW, 2010).

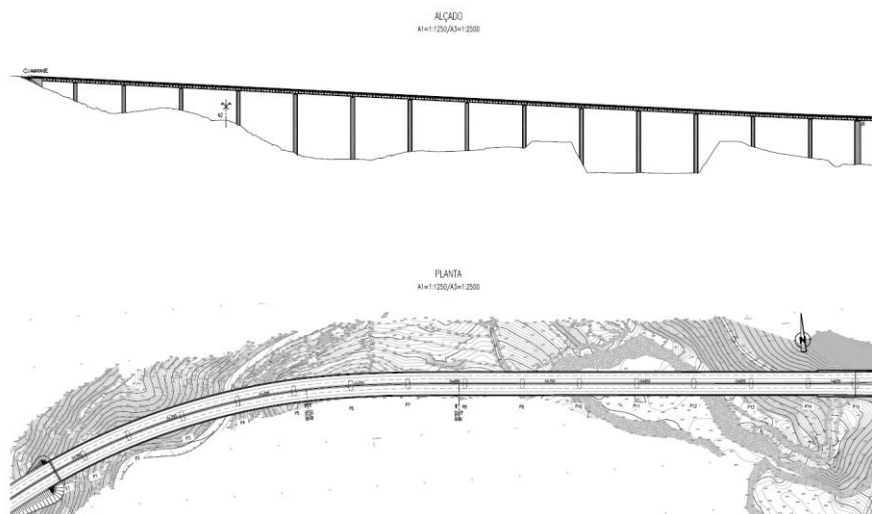


Figura 97 – Alçado e planta do sub-viaduto poente.



Figura 98 – Vista do sub-viaduto poente.

O sub-viaduto nascente (Figura 99 e Figura 100), também em estrutura contínua, é constituído por vãos tipo de 60 metros, onde o primeiro vão tem 48m; 16 vãos de 60m; um vão de 57m; um vão de 54m; e por fim mais um vão de 48m (LCW, 2010).

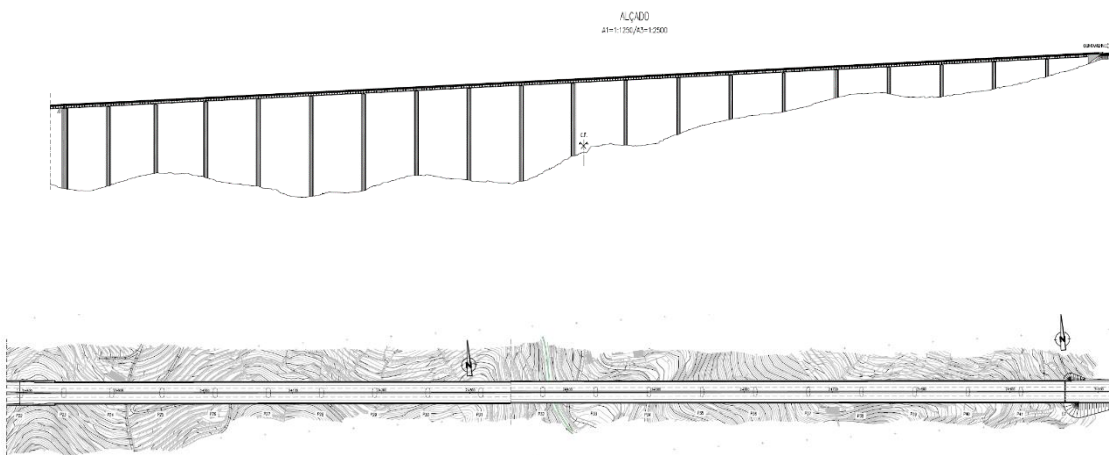


Figura 99 – Planta do sub-viaduto nascente.



Figura 100 – Vista geral do sub-viaduto nascente.

Para a execução do sub-viaduto central (Figura 101), foi preconizado o processo construtivo por carros de avanço (LCW, 2010).

Para a execução do sub-viaduto poente (Figura 102) foi preconizado o processo construtivo recorrendo à viga de lançamento superior de assemblagem (LCW, 2010).

Para a execução do sub-viaduto nascente (Figura 103), recorreu-se à viga de lançamento com pré-esforço orgânico (LCW, 2010).



Figura 101 – Execução do sub-viaduto central.

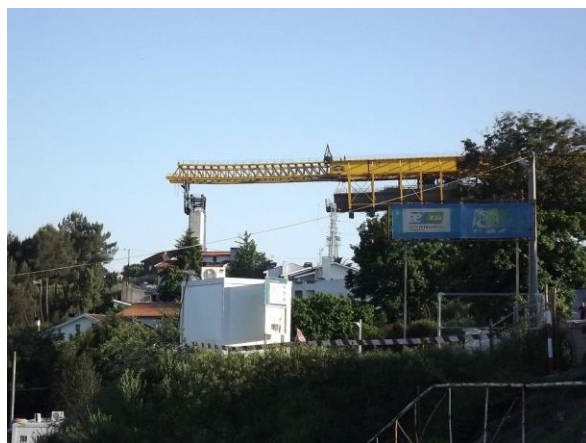


Figura 102 – Execução do sub-viaduto ponte.



Figura 103 – Execução do sub-viaduto nascente.

6.2. Características do sub-viaduto nascente e simplificações assumidas

O sub-viaduto nascente (Figura 104), como já foi referido anteriormente, tem uma extensão total de 1167m, dividida em 19 vãos, dos quais 16 tem uma extensão de 60m; um tem 57m; um tem 54m; e um tem 48m.



Figura 104 – Vista geral do sub-viaduto nascente.

No cálculo que foi efetuado, considerou-se que a extensão do viaduto era de 1120m, de maneira a que os tramos extremos tenham um comprimento de 40m e os vãos interiores 52m, modificando assim, a colocação dos pilares da obra “real”.

O sub-viaduto nascente apresenta uma inclinação longitudinal de 5% descendente da margem para o centro geométrico do traçado longitudinal, o que inviabilizaria o processo construtivo alvo desta dissertação. Por simplificação, no presente cálculo foi assumido que o tabuleiro iria ter uma inclinação longitudinal nula.

Foi ainda assumido que a largura da ponte no banzo superior é de 25,3m, igual ao do Viaduto do Corgo, embora a altura assumida para a secção de caixão que foi considerada seja diferente da do viaduto do Corgo, pelas razões que adiante se explicarão.

6.3. Definição dos materiais utilizados

Para obras de grande envergadura, como viadutos e pontes, é necessário ter muita atenção à definição dos materiais utilizados, e quais as classes de exposição que devem ser consideradas para efeitos de definição de recobrimentos.

A salientar que as classes de exposição que vão ser aqui mencionadas apenas dizem respeito ao tabuleiro.

Relativamente à classe de exposição à corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar, foi considerado que o tabuleiro se insere na classe XD3.

Relativamente à classe de exposição, que envolve um risco de ataque pelo gelo/degelo com ou sem produtos descongelantes, foi considerado que o tabuleiro se insere na classe XF2.

Com base naquilo que é dito no EC2, pode assim ser definido qual a classe de resistência mínima que o betão deve ter face às classes de exposição a que está sujeito.

Para a classe de exposição XD3, a classe mínima de resistência é um betão C35/45.

Para a classe de exposição XF2, a classe mínima de resistência é um betão C25/30.

Posto isto, seria natural a adoção de um betão C35/45, mas como estamos a analisar um betão para ser aplicado numa obra de arte, cujas características resistentes têm que ser muito mais elevadas, optou-se por um betão de classe de resistência C40/50.

O aço preconizado nas armaduras ordinárias foi o aço S500 NR SD.

O aço de pré-esforço preconizado foi um aço de alta resistência Y1860.

Relativamente ao recobrimento nominal, a classe estrutural desta estrutura, segundo o EC2, insere-se na classe estrutural S6, e tendo em linha de conta que a obra de arte está exposta a uma classe ambiental que se insere na classe XD3, chega-se à conclusão que o recobrimento nominal é de 65mm.

6.4. Fase de lançamento

6.4.1. Pré-dimensionamento da secção transversal e do comprimento do nariz

Para o lançamento incremental de obras de arte de betão armado pré-esforçado, o tipo mais comum de nariz utilizado é o nariz constituído por duas vigas de alma cheia, ligadas no banzo inferior. O nariz, para o estudo do desenvolvimento de esforços durante o lançamento, funciona como uma continuação da estrutura, afetando, naturalmente os esforços gerados durante o lançamento.

O comportamento do conjunto tabuleiro-nariz está condicionado por três parâmetros adimensionais, que representam as suas características mecânicas e geométricas:

- a relação que existe entre o comprimento do nariz L_n e o vão L ;
- a relação que existe entre o peso do nariz q_n e o peso do tabuleiro q ;
- a relação que existe entre a rigidez à flexão do nariz $E_n I_n$ e a rigidez à flexão do tabuleiro $E_t I_t$.

Numa ponte de betão armado efetuada por lançamento incremental, após estudos efetuados, verificou-se que um correto pré-dimensionamento do nariz de lançamento passa por se admitir que o comprimento do nariz pode ser de cerca de 0.836 vezes o tamanho do vão-tipo, e que o peso do nariz é função do seu comprimento e de uma constante k , que é função do tipo de tráfego a que essa ponte está destinada (Choi, Suh, Oh, Oh, & Kong, 2009).

Após estudos efetuados, verificou-se que o peso relativo do nariz devia de ser de 0.167 vezes o peso do tabuleiro (Choi et al., 2009).

Estes dois valores foram escolhidos neste projeto, já que são estes valores que conseguem minimizar os valores absolutos dos esforços fletores positivos e negativos durante o lançamento.

Por conseguinte, os valores do comprimento e peso do nariz são os seguintes:

$$\begin{cases} L_n = 0.836 \times L \rightarrow L_n = 0.836 \times 52 \rightarrow L_n = 43.5m \\ q_n = 0.167 \times q \rightarrow q_n = 0.167 \times 412.5 \rightarrow q_n = 68.88kN/m \end{cases}$$

No modelo de cálculo que foi adotado para serem determinados os esforços gerados durante o lançamento, foram assumidas as seguintes premissas:

- O nariz e o tabuleiro tem peso e rigidez constante, ao longo do desenvolvimento da obra de arte. A carga concentrada na zona de ligação do tabuleiro ao nariz, os gradientes de temperatura e os deslocamentos dos aparelhos de apoio não foram tomados em linha de conta no desenvolvimento do modelo de cálculo, já que tornavam o modelo excessivamente complexo;
- O pré-esforço de lançamento tem a sua resultante aplicada no centro de gravidade ao longo de toda a extensão do tabuleiro, até à parte frontal do nariz.

Importa agora definir as características geométricas da secção do tabuleiro, para ser determinada a carga q .

A secção transversal do tabuleiro adotada foi o caixão em betão armado pré-esforçado, com as almas inclinadas, e o banzo superior de altura variável de dentro para fora (Figura 105). Para obtenção das dimensões do tabuleiro foram adotadas fórmulas que foram consultadas na bibliografia (Rosignoli, 2002).

Começou-se pela altura do tabuleiro, que foi obtido por uma expressão obtida de análises estatísticas efetuadas (Rosignoli, 2002).

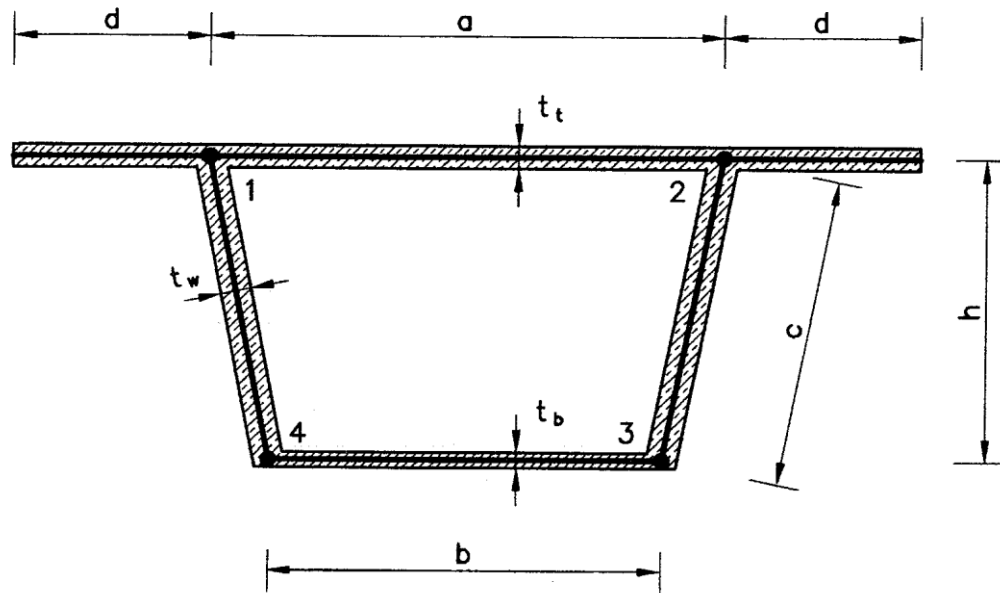


Figura 105 – Nomenclatura utilizada para o tabuleiro.

Deste estudo resultou a expressão linear, que a seguir é apresentada:

$$H_{total\ do\ tabuleiro} = 0.94 + \frac{L}{22.7}$$

Onde:

L é o vão entre pilares

Para o caso concreto do tabuleiro em estudo, o vão é de 52 metros, pelo que a expressão ficará:

$$H_{total\ do\ tabuleiro} = 0.94 + \frac{52}{22.7} = 3.23m$$

Dado que a altura obtida não é muito corrente, a sua execução não ser fácil e a peça devido ao processo construtivo ser solicitada quer por momentos positivos, quer por momentos negativos, optou-se por uma altura total de 3,60 metros.

De seguida, foi determinada a espessura do banzo superior, recorrendo à seguinte expressão:

$$t_t = \frac{a}{25 \text{ a } 30}$$

Onde,

a é a distância entre as almas no banzo superior

Para o caso concreto do tabuleiro em estudo, a distância acima mencionada é de 15.8 metros, pelo que a expressão ficará:

$$t_t = \frac{15.8}{25 \text{ a } 30} \rightarrow \begin{cases} \text{com } 25, \text{ fica } t_t = 0.63m \\ \text{com } 30, \text{ fica } t_t = 0.53m \end{cases}$$

De seguida, foi determinada a espessura das almas do tabuleiro, que são função do comprimento total do banzo superior, do vão entre pilares e se o pré-esforço aplicado é exterior ou interno no betão.

As expressões de cálculo da espessura das almas do tabuleiro são as seguintes:

$$\begin{cases} t_w = B \times \left(\frac{L}{2100} + 0.02 \right), \text{ para pré-esforço interior} \\ t_w = \frac{B \times L - 500}{2000} + 0.30, \text{ para pré-esforço exterior} \end{cases}$$

Neste caso, B é 25.3 metros e L é 52 metros.

$$\begin{cases} t_w = 25.3 \times \left(\frac{52}{2100} + 0.02 \right) \rightarrow t_w = 1.13m \\ t_w = \frac{25.3 \times 52 - 500}{2000} + 0.30 \rightarrow t_w = 0.71m \end{cases}$$

Posteriormente, foi calculada a espessura do banzo inferior do tabuleiro, que depende da largura do banzo inferior, da espessura das almas e do vão entre pilares.

A expressão utilizada é a seguinte:

$$t_b = (b - t_w) \times \left(0.07 - \frac{52}{3700}\right)$$

Para os diferentes valores de espessura das almas do tabuleiro, obtiveram-se dois valores para a respetiva espessura:

$$\begin{cases} t_b = (15.3 - 1.13) \times \left(0.07 - \frac{52}{3700}\right) \rightarrow t_b = 0.79m \\ t_b = (15.3 - 0.71) \times \left(0.07 - \frac{52}{3700}\right) \rightarrow t_b = 0.82m \end{cases}$$

Pelo que se pode observar, os valores aqui obtidos são valores inverosímeis, pelo que foram colocadas várias hipóteses. De todas as hipóteses que foram equacionadas, chegou-se a dimensões que, através dos cálculos mais à frente apresentados, são dimensões que não colocam em causa a segurança estrutural da obra de arte (Figura 106).

As dimensões utilizadas são:

$$\begin{aligned} t_w &= 0.40m \\ t_b &= 0.40m, \text{ com uma pequena redução para } 0.35m \\ t_t &= 0.40m \end{aligned}$$

De referir que a espessura das consolas do banzo superior vai diminuindo do encastramento junto às almas, para a extremidade, até chegar a uma altura de 0.25m.

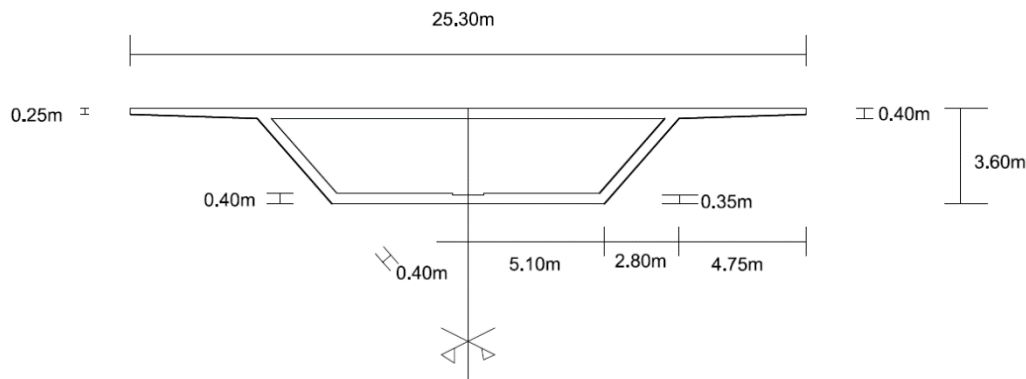


Figura 106 - Dimensões da Secção Transversal adotada.

Agora que as dimensões da peça já foram determinadas, o passo seguinte é determinar as propriedades da peça, nomeadamente a sua área, inércia e a posição do centro de gravidade. Para esse efeito, foi utilizado um programa de cálculo automático, chamado Sofistik, que efetuou essas operações, dando os seguintes resultados mais relevantes para o cálculo da força de pré-esforço necessária:

- área do tabuleiro é de 16,5m².
- inércia relativamente ao eixo dos xx no centro de gravidade é de 32,83m⁴.
- a coordenada do centro de gravidade, medido desde a superfície superior do banzo superior, é de 1,286m.

A seção adotada para efeitos de cálculo foi a anteriormente apresentada. No entanto, a figura carece de pormenores que seriam essenciais numa fase de projeto final de execução. Refere-se, especialmente, a falta de esquadros em certos ângulos, particularmente os agudos, nos quais se sabe que se desenvolvem concentração de tensões, que seriam evitáveis com o recurso a esquadros.

6.4.2. Modelação do processo construtivo

Durante a realização desta dissertação, para melhor se determinar os esforços que se geram durante o lançamento, foi desenvolvida uma rotina em Matlab que permitiu fazer a modelação da estrutura, em elementos finitos com 1 metro de comprimento. Esta rotina em Matlab baseou-se na formulação do elemento de viga de Euler-Bernoulli, na qual não é considerada a deformação devida ao corte e em que se considera que as secções se mantêm planas e normais ao eixo da barra após a deformação (Figura 107) (Azevedo, 2003).

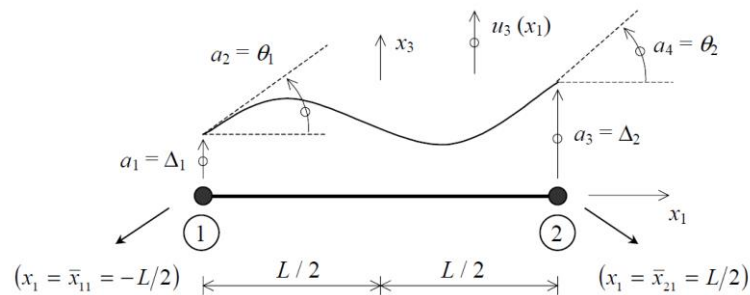


Figura 107 – Elemento de viga Euler-Bernoulli (Azevedo, 2003).

Inicialmente, o programa foi concebido para determinar numa dada fase à escolha do utilizador, os respetivos diagramas de esforços transversos, momentos fletores, e a deformação do tabuleiro devido ao efeito do peso próprio. A rotina permitiu ainda fazer um esquema ilustrativo da geometria e das condições de apoio a que a estrutura está sujeita.

Relativamente à modelação das condições de apoio, foi considerado que o tabuleiro no encontro de lançamento, estaria impossibilitado de sofrer rotações, deslocamentos verticais e horizontais. A sua representação no programa de cálculo é de um quadrado vermelho. Relativamente aos apoios intermédios, foram considerados como sendo apoios simples, sendo a sua representação um círculo vermelho. O tabuleiro é representado no *output* referente à

geometria e condições de apoio com a cor preta, enquanto que o nariz se representa com a cor azul.

Na Figura 108, Figura 109, Figura 110, Figura 111 ilustram-se a geometria e as condições de apoio, a deformada e deslocamentos nodais, o diagrama de momentos fletores e o diagrama de esforços transversos, respetivamente. Os resultados aqui ilustrados dizem respeito à fase 48, em que a estrutura apresenta um desenvolvimento total de 91 metros, em que desses 91 metros, 48 metros correspondem à estrutura de betão do tabuleiro.

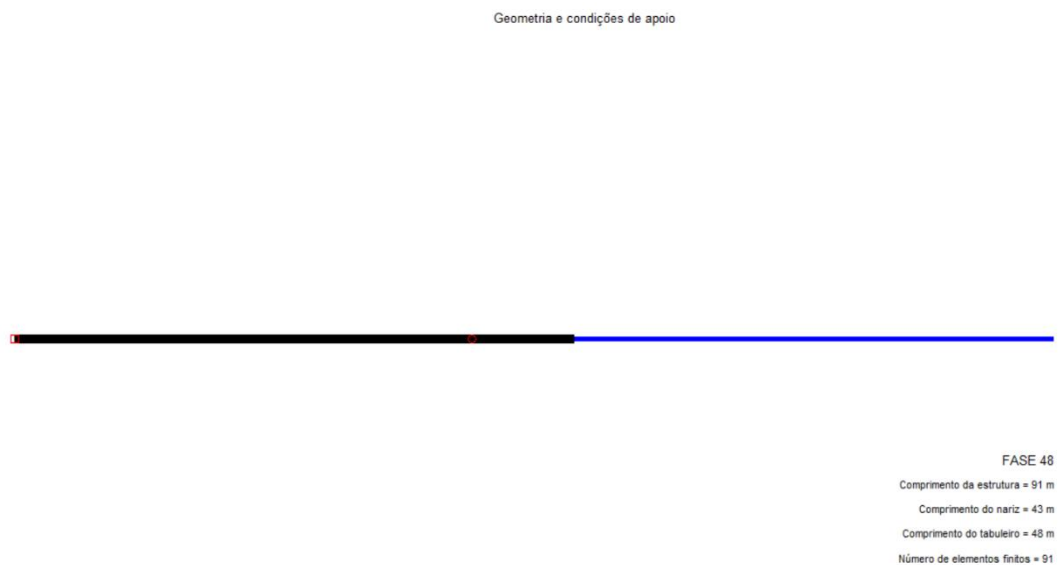


Figura 108 – Geometria e condições de apoio.

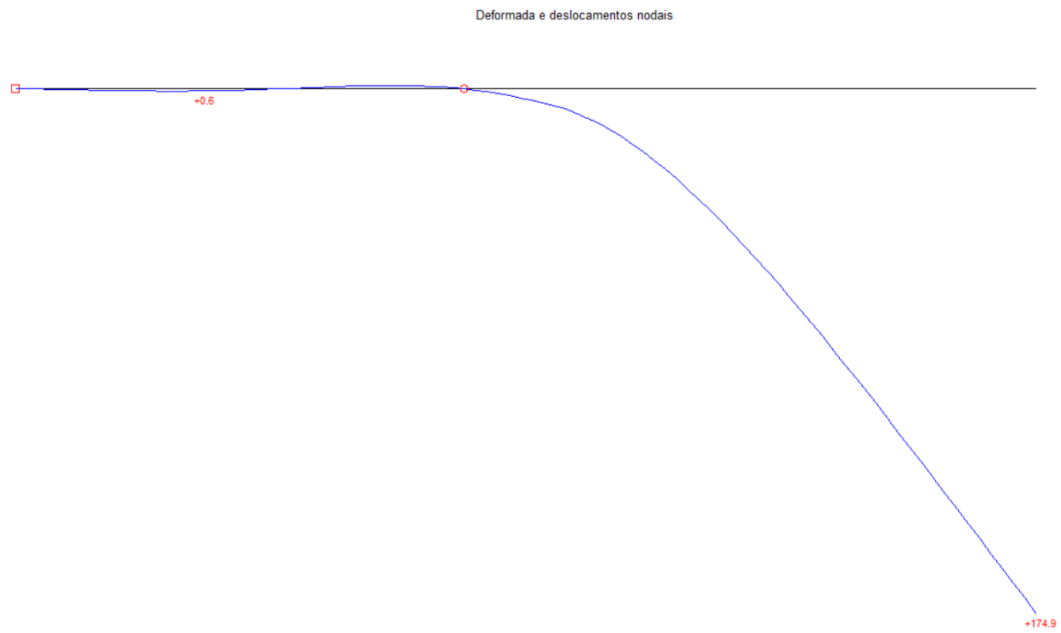


Figura 109 – Deformada e deslocamentos nodais.

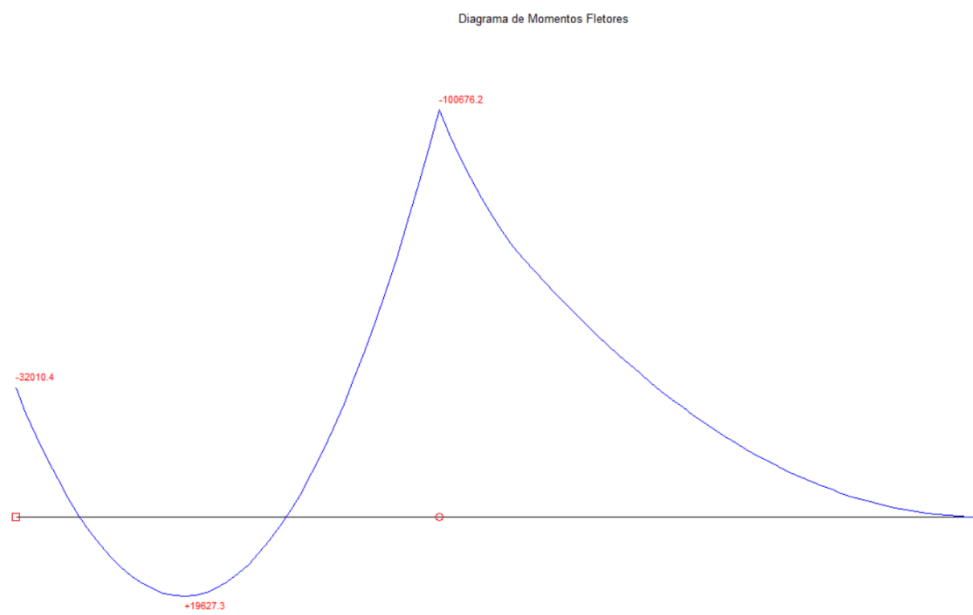


Figura 110 – Diagrama de momentos fletores.

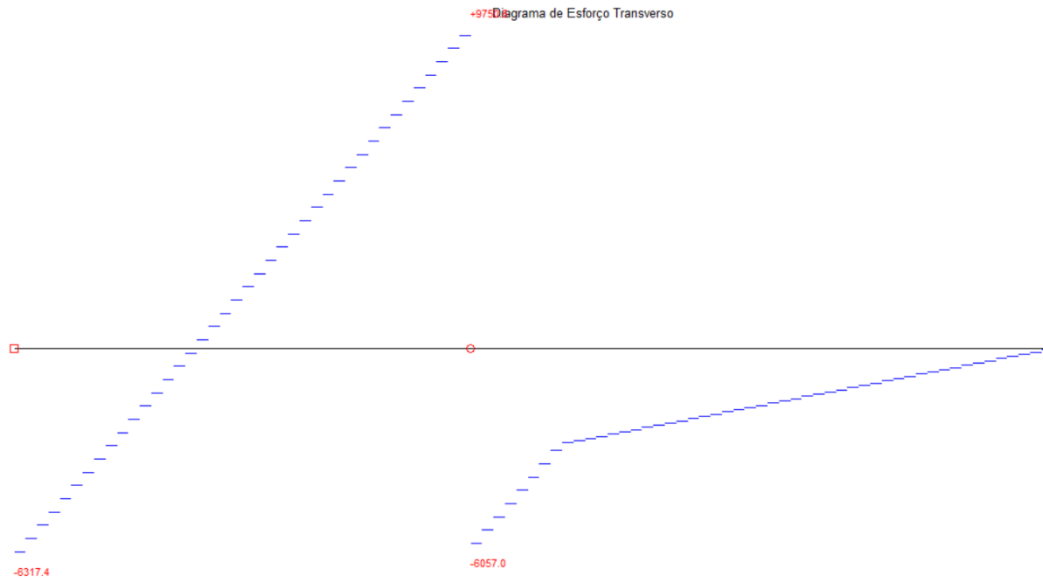


Figura 111 – Diagrama de esforços transversos.

Por ser um processo construtivo algo longo, e em que a determinação da exata localização, e da fase em que se dá os valores máximos dos esforços, ser uma tarefa complexa, decidiuse fazer um “*upgrade*” na rotina em Matlab, que permitisse determinar a envolvente de esforços transversos e fletores durante toda a fase de lançamento. Em todas as figuras (Figura 112, Figura 113, Figura 114 e Figura 115), o eixo das abcissas corresponde ao comprimento da estrutura, e o eixo das ordenadas corresponde ao valor do esforço transversal ou do momento fletor.

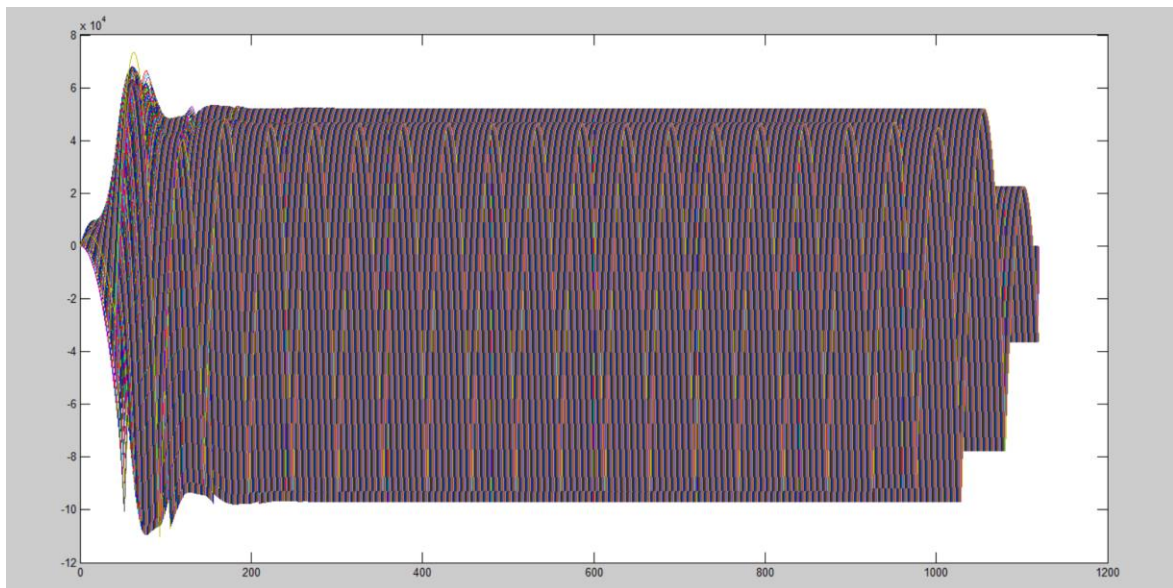


Figura 112 – Diagramas de momentos fletores para todas as fases de lançamento.

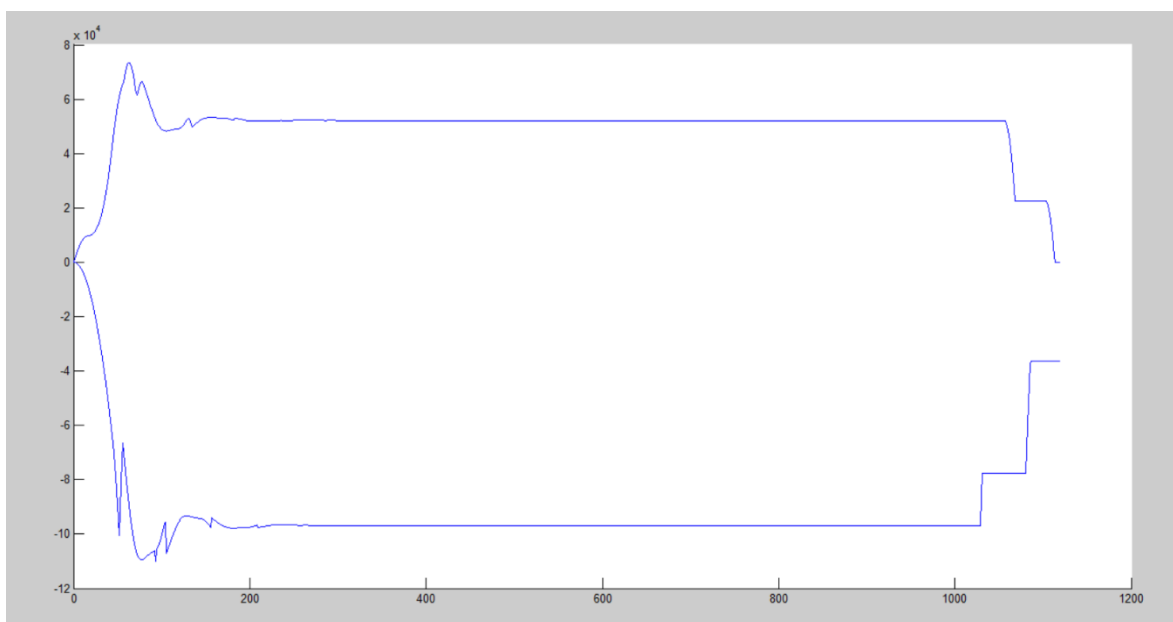


Figura 113 – Envolvente dos diagramas de momentos fletores para todas as fases.

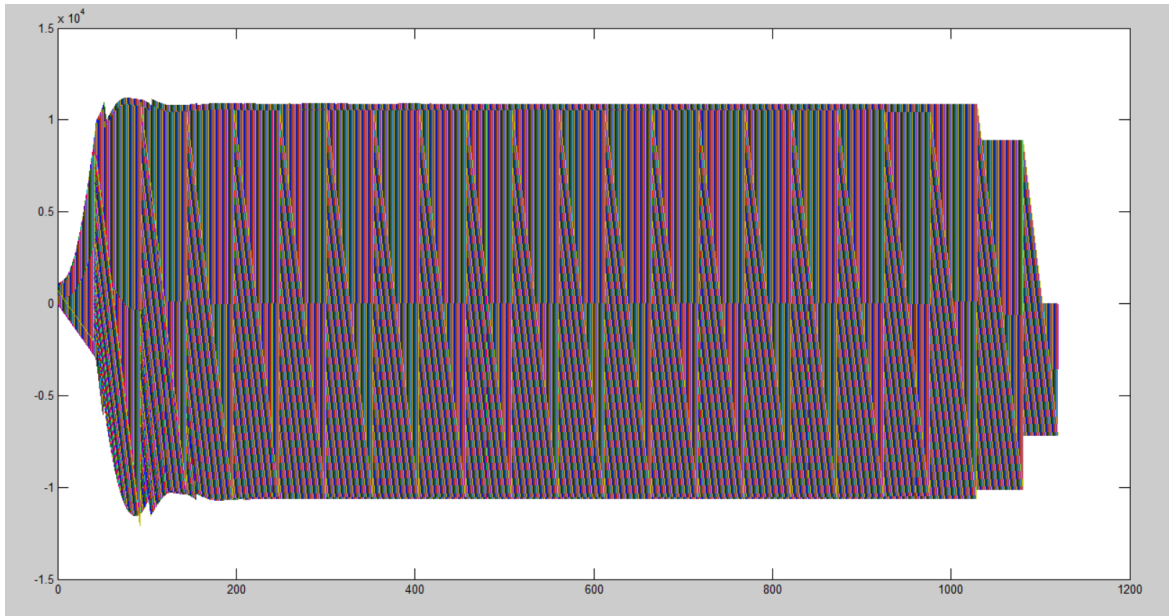


Figura 114 – Diagramas de esforços transversos para todas as fases de lançamento.

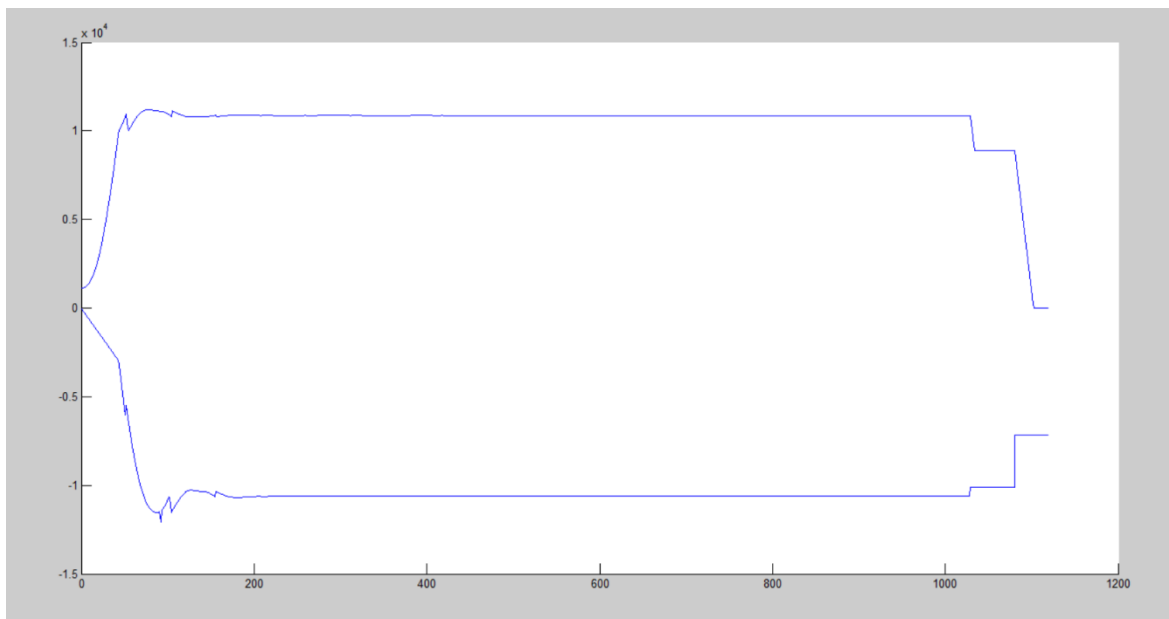


Figura 115 – Envoltura dos diagramas de esforços transversos para todas as fases.

VALIDAÇÃO DO MODELO DE MATLAB

De forma a que se possa ter um maior grau de confiança nos resultados que a rotina efetuou, apresenta-se de seguida, os diagramas de momentos para duas fases em que o comportamento do tabuleiro é completamente distinto. As situações que se pretendem aqui ilustrar refletem as seguintes situações:

- fase em que o tabuleiro está em consola, imediatamente antes de o nariz pousar sobre o pilar imediatamente a seguir (Figura 116 diagrama superior);
- fase em que o tabuleiro acaba de pousar no pilar imediatamente a seguir (Figura 116 diagrama inferior).

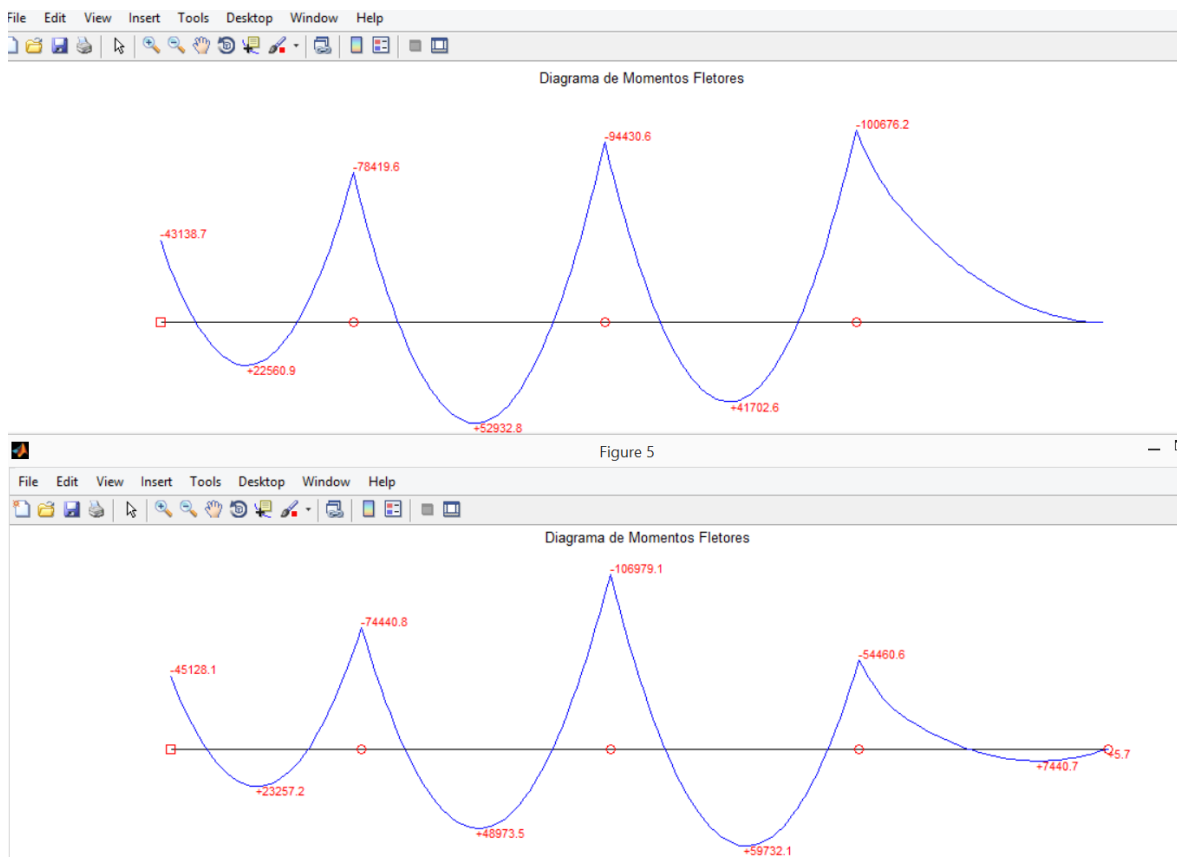


Figura 116 – Diagrama de momentos fletores para as fases 152 (superior) e 153 (inferior).

Pelo que se pode observar da análise da Figura 116, os resultados estão coerentes, ou seja, o diagrama de momento fletores ajusta-se assim que o nariz de lançamento se apoia no pilar.

De seguida, mostra-se os valores das mesmas fases, mas utilizando o programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 (Figura 117 e Figura 118).

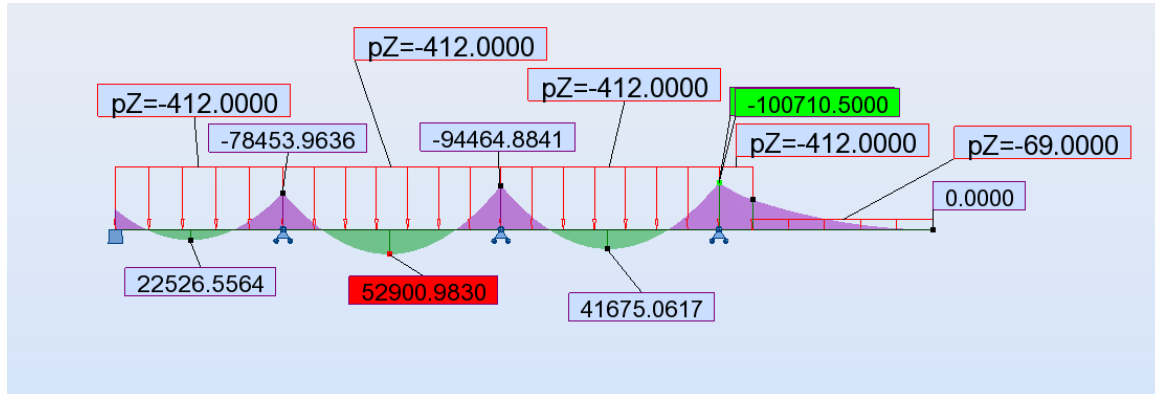


Figura 117 – Diagrama de momentos obtidos do programa de cálculo automático para a fase 152.

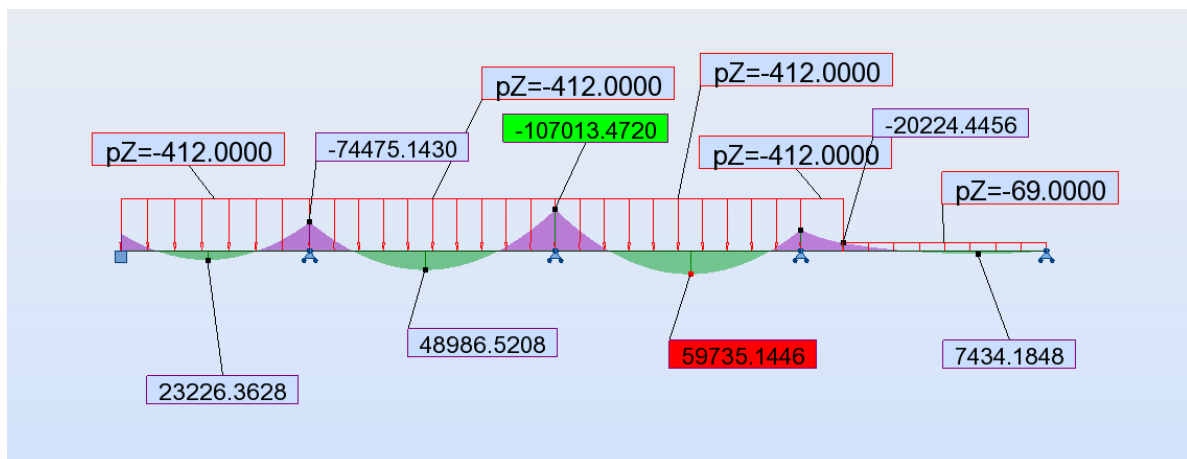


Figura 118 – Diagrama de momentos obtidos do programa de cálculo automático para a fase 153.

Pelo que se pode constatar, os valores dos diagramas de momentos fletores obtidos da rotina em Matlab são muito semelhantes ao dos momentos obtidos do Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

6.4.3. Quantificação do pré-esforço para a fase de lançamento

Para se poder determinar os esforços condicionantes para o dimensionamento da força de pré-esforço, é necessário determinar qual o esforço fletor condicionante para a quantificação da força de pré-esforço. Para o efeito, foi utilizada a rotina em Matlab mencionada no subcapítulo anterior.

Da análise efetuada de todos os gráficos, pode chegar-se a algumas conclusões quanto aos esforços máximos, que serão enumeradas de seguida:

Quanto aos momentos positivos, podem-se distinguir duas zonas, nos quais eles ocorrem, que são a zona frontal e a zona da retaguarda. Na zona frontal, o momento máximo positivo obtido foi de 733440kNm; na zona da retaguarda, o momento máximo positivo obtido foi de 52160kNm. Na zona frontal, o momento máximo negativo obtido foi de 110220kNm; na zona da retaguarda, o momento máximo negativo obtido foi de 96860kNm.

Agora que os momentos fletores foram determinados, já se pode determinar qual a força de pré-esforço que é necessária aplicar, para que durante o lançamento não haja nenhuma fibra de betão excessivamente tracionada (ou seja, que ultrapasse o f_{ctm}), ou com tensões de compressão superiores a 60% da capacidade resistente característica à compressão do betão. Para tal, recorre-se à fórmula que permite calcular as tensões nas fibras, impondo a condição acima mencionada, quando as peças estão solicitadas à flexão composta com compressão:

$$\sigma_{i\ ou\ s} = -\frac{P}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{I} \times v_{i\ ou\ s} \pm \frac{P \times e}{I} \times v_{i\ ou\ s}$$

Onde,

P é a força de pré-esforço;

A é a área da secção do caixão;

I é a inércia da peça;

e é a excentricidade do cabo medida desde o centro de gravidade da peça até ao centro de gravidade dos cabos;

$v_{i\ ou\ s}$ é a distância que vai desde o centro de gravidade da peça até à fibra inferior ou fibra superior;

M_{Ed} é o momento actuante na secção;

$\sigma_{i\ ou\ s}$ é a tensão na fibra inferior ou superior

Neste caso, a incógnita não é a tensão superior ou inferior, é a força de pré-esforço necessária para garantir uma dada premissa de cálculo.

No cálculo da força de pré-esforço necessária, o cálculo da força de pré-esforço foi feito impondo que na fibra superior não poderia haver trações, recorrendo à seguinte fórmula:

$$\sigma_{sup} = -\frac{P_{inf}}{A} - \frac{P_{sup}}{A} + \frac{P_{inf} \times e_{inf} \times v_s}{I} - \frac{P_{sup} \times e_{sup} \times v_s}{I} + \frac{M_{Ed} \times v_s}{I} \leq 0$$

Desta maneira, a equação não era resolúvel, já que estamos na presença de uma equação com duas incógnitas, que são o pré-esforço superior e o inferior. Para ultrapassar esse problema, foi determinada a relação que existe entre as excentricidades dos cabos superiores e a excentricidade dos cabos inferiores.

A excentricidade dos cabos superiores foi obtida da seguinte forma:

$$e_{sup} = y_g - \frac{t_t}{2} = 1.286 - \frac{0.4}{2} = 1.086$$

Analogamente, a excentricidade dos cabos inferiores foi obtida da seguinte forma:

$$e_{inf} = h_{total\ tabuleiro} - y_g - \frac{t_b}{2} = 3.6 - 1.286 - \frac{0.4}{2} = 2.114$$

Agora que ambas as excentricidades foram calculadas, já se pode determinar a relação que existe entre elas:

$$rel = \frac{e_{inf}}{e_{sup}} = \frac{2.114}{1.086} = 1.95$$

Substituindo na equação que permite calcular a força de pré-esforço:

$$-\frac{P_{inf}}{A} - \frac{P_{sup}}{A} + \frac{P_{inf} \times e_{inf} \times v_s}{I} - \frac{P_{sup} \times e_{sup} \times v_s}{I} + \frac{M_{Ed} \times v_s}{I} \leq 0$$

Comparando as forças obtidas para as quatro situações distintas que atrás foram referidas, chega-se à conclusão que a força de pré-esforço superior e inferior a aplicar são de:

$$\begin{cases} P_{sup} = 52400.399kN \\ P_{inf} = 26919.03kN \end{cases}$$

Após ser determinado qual a força de pré-esforço necessária, ter-se-á que determinar os números de cordões necessários, recorrendo à seguinte expressão:

$$n_{cabos} = \frac{P}{A_{p,l} \times \sigma_{p\infty}}$$

Onde:

$A_{p,l}$ é a área de um cordão

$\sigma_{p\infty}$ é a tensão nos cabos de pré-esforço apenas considerando as perdas por reentrada de cunhas

Aplicando a expressão de cima a cada um dos pré-esforços:

$$\begin{cases} n^{\circ} \text{ de cordões superiores} = \frac{52400.399}{1.5 \times 10^{-4} \times 1269.45 \times 10^3} = 275.18 \\ n^{\circ} \text{ de cordões inferiores} = \frac{26919.03}{1.5 \times 10^{-4} \times 1269.45 \times 10^3} = 141.37 \end{cases}$$

Como se pode verificar, o número de cordões que se obteve são resultados teóricos, pelo que se deve arredondar estes valores para valores reais e plausíveis:

$$\begin{cases} n^{\circ} \text{ de cordões superiores} = 276 \\ n^{\circ} \text{ de cordões inferiores} = 142 \end{cases}$$

Logo, as forças de pré-esforço correspondentes são:

$$\begin{cases} P_{sup} = 52555.23kN \\ P_{inf} = 27039.29kN \end{cases}$$

Agora que se obteve o número de cordões que irão ser aplicados e as respectivas forças de pré-esforço, é importante serem calculadas as tensões nas fibras extremas, a fim de verificar se as premissas inicialmente impostas se verificam:

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = -\frac{27039.29}{16.5} - \frac{52555.23}{16.5} + \frac{27039.29 \times 2.114 \times 1.286}{32.83} - \frac{52555.23 \times 1.086 \times 1.286}{32.83} + \frac{110200 \times 1.286}{32.83} \\ \sigma_{inf} = -\frac{27039.29}{16.5} - \frac{52555.23}{16.5} - \frac{27039.29 \times 2.114 \times 2.314}{32.83} + \frac{52555.23 \times 1.086 \times 2.314}{32.83} - \frac{110200 \times 2.314}{32.83} \end{cases}$$

Chegando assim a um valor de tensões, que a seguir se apresentam:

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = -503.84 kPa \\ \sigma_{inf} = -12597.3 kPa \end{cases}$$

O valor de tensões atingido verifica as premissas de cálculo anteriormente referidas:

A fibra mais tracionada não ultrapassa a capacidade resistente média à tração, e a fibra mais comprimida não se encontra a um valor superior a 60% do valor de f_{ck} .

O mesmo cálculo foi efetuado para as outras zonas do tabuleiro, tendo-se obtido um valor de tensões nas fibras inferiores e superiores, que na tabela seguinte se apresentam:

Tabela 4 – Valores das tensões nas fibras superiores e inferiores.

		Momentos	Tens sup	Tens inf
Positivos	retaguarda	52160	-6863.72	-1153.515
	frontal	73440	-7697.29	346.39146
Negativos	retaguarda	96860	-1026.39	-11657.09
	frontal	110200	-503.84	-12597.35

Da Tabela 4, pode-se concluir que para qualquer um dos momentos em qualquer das zonas consideradas, as tensões não ultrapassam os valores limite.

6.4.4. Verificação da segurança ao esforço transversal

Assegurada a verificação à flexão, é necessário também garantir que a peça resiste aos esforços transversos a que irá estar sujeita. Chegou-se à conclusão que o esforço transversal

máximo assume o valor de 12090kN, devendo este valor ser majorado de 1.35, obtendo-se assim um valor de V_{Ed} de 16321.5kN.

Pela metodologia preconizada no EC2, a armadura necessária deve ser calculada da seguinte forma:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Em que o esforço transversal atuante já está calculado, faltando assim calcular a armadura de esforço transversal necessária para resistir aos esforços a que vai estar sujeita:

$$V_{Ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

Onde:

$\frac{A_{sw}}{s}$ é a armadura de esforço transversal a ser calculada;

z é o braço do binário;

f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal;

θ é o ângulo que as bielas comprimidas de betão fazem.

Substituindo na equação anterior, pelos respetivos valores ficará:

$$16321.5 \leq \frac{A_{sw}}{s} \times 0.9 \times (3.6 - 0.125) \times 435 \times 10^3 \times \cot(45) \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq 58.5 \times 10^{-4} m^2/m$$

O valor do esforço transversal resistente máximo tem também um limite, que é dado pela seguinte equação:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times \frac{f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

Em que:

α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

f_{cd} é a tensão resistente de cálculo à compressão do betão;

ν_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

De acordo com o EC2, o coeficiente α_{cw} em estruturas pré-esforçadas deve ser calculado de forma diferente, dependendo da tensão de compressão que o pré-esforço introduz na peça:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{sup} + P_{inf}}{A_{tabuleiro}} \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{52555.23 + 27039.29}{16.5} \rightarrow \sigma_{cp} = 4823.9 kPa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow f_{cd} = \frac{40000}{1.5} \rightarrow f_{cd} = 26666.667 kPa$$

Daqui pode-se chegar a algumas conclusões relativamente ao valor de α_{cw} a utilizar. Como o valor de σ_{cp} é menor que um quarto do valor de f_{cd} , o valor de α_{cw} é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \rightarrow \alpha_{cw} = 1 + \frac{4823.9}{26666.667} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.18$$

Para o cálculo do esforço transversal resistente máximo, falta ainda definir a menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido b_w . O valor considerado irá ser de 0.40 para cada alma, ficando assim um comprimento total de 0.80m.

Substituindo na equação anterior os valores agora determinados, ficará:

$$V_{Rd,máx} = 1.18 \times 0.80 \times (0.9 \times (3.6 - 0.125)) \times 0.6 \times \frac{26666.667}{\cot 45 + \tan 45} \rightarrow V_{Rd,máx} = 23619 kN$$

6.5. Fase de utilização

6.5.1. Definição de ações

Para a fase de utilização, importa agora quantificar e caracterizar as ações que para o cálculo desta fase, foram considerados.

PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

A área de betão é de 16.5m², logo o peso do nariz, e consequentemente da estrutura é de 412.5kN/m.

REstantes CARGAS PERMANENTES

Relativamente às Restantes Cargas Permanentes, foram admitidos, tal como no projeto do Viaduto do Corgo, os seguintes valores dos pesos volúmicos, e respetiva geometria:

$$\text{Betuminoso} \rightarrow 0.08 \times 24 \times 22.0 = 42.24kN/m$$

$$\text{New Jerseys} \rightarrow 0.267 \times 25 = 6.68kN/m$$

$$\text{Enchimento de Passeios} \rightarrow 0.097 \times 24 \times 2 = 4.66kN/m$$

$$\text{Cornijas} \rightarrow 0.147 \times 25 \times 2 = 7.35kN/m$$

$$\text{Lancis} \rightarrow 2 \times 0.158 \times 25 = 7.90kN/m$$

$$\text{Guarda-Corpos metálicos} \rightarrow 2 \times 0.5 = 1.00kN/m$$

$$\text{Guardas de Segurança} \rightarrow 2 \times 0.5 = 1.00kN/m$$

Perfazendo assim um total de 71.00kN/m.

SOBRECARGA RODOVIÁRIA

No que toca à sobrecarga rodoviária, o Eurocódigo preconiza uma divisão do tabuleiro naquilo que se denomina “*notional lane*”.

Primeiro tem que se definir a largura da faixa de rodagem que depende do tipo de divisão em que o tabuleiro se insere (Figura 119 e Figura 120).

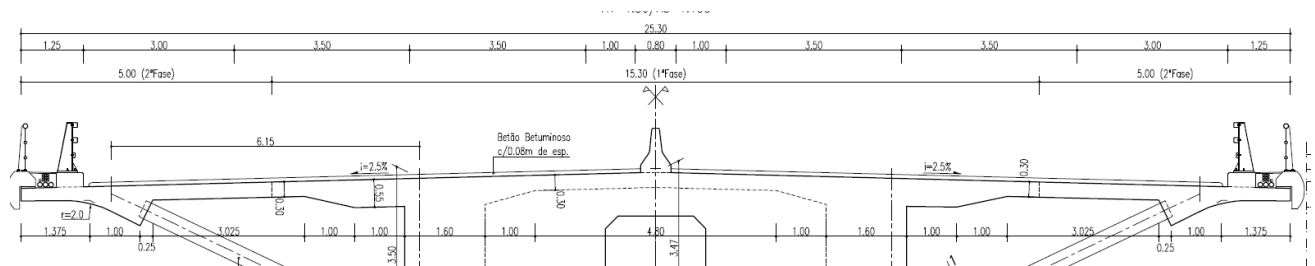


Figura 119 – Parte superior da secção transversal reta do tabuleiro.

Como se pode constatar, conclui-se que o tabuleiro em questão se insere na tipologia abaixo representada:

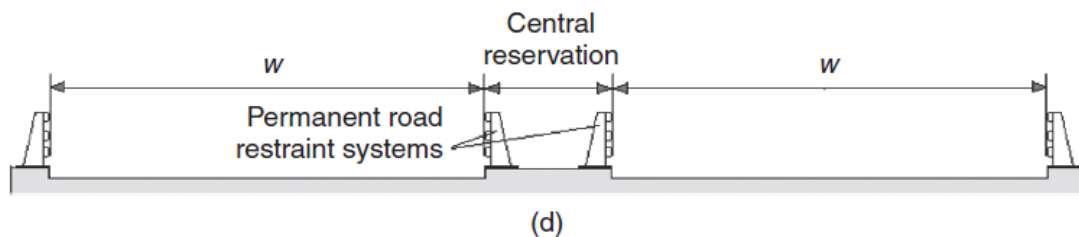


Figura 120 – Tipo de tabuleiro considerado.

Posto isto, a largura considerada como “central reservation”, foi de 0.8m. A largura dos passeios também não foi considerada. Agora que foram definidas as medidas que vão ser excluídas, pode-se calcular a largura de uma “*lane*”, que é um elemento necessário para o cálculo do número notional lanes:

$$w = \frac{L_{total}}{2} - \text{central reservation} - L_{passeios}$$

Substituindo na equação anterior, os valores respetivos:

$$w = \frac{25.3}{2} - 0.4 - 1.25 \rightarrow w = 11m$$

Admitindo que, tal como está definido no Eurocódigo 1, cada “*notional lane*” tem 3m de largura, tem-se que o número de vias que deve ser considerado é 3, já que o número de “*notional lanes*” é o número de vias correspondentes ao menor número inteiro da divisão de w por 3.

Assim que o tabuleiro se encontra dividido em *lanes*, é importante definir quais as cargas que vão atuar em cada *lane*.

Como neste trabalho, apenas se está a fazer uma análise longitudinal do tabuleiro, a única *lane* considerada no cálculo é a *lane* 1, que é aquela que origina maiores esforços longitudinais.

O EC1 define que na primeira *lane* estão aplicadas dois tipos de forças:

- cargas uniformemente distribuídas;
- cargas pontuais, resultantes dos veículos tipo.

A carga uniformemente distribuída tem o valor de 9kN/m², conforme definido no EC1. Já que o modelo adotado para simular o tabuleiro é um modelo de barras, determinou-se qual era a força uniformemente distribuída no sentido longitudinal para se poder modelar essa mesma ação no modelo de cálculo, multiplicando este valor pela largura da *notional lane*. A força uniformemente distribuída resultante foi de 27kN/m.

Relativamente às forças pontuais, foi considerado que no tabuleiro estavam a ser aplicadas duas forças de 300kN afastadas longitudinalmente de 1.20m, tal como a Figura 121 pretende ilustrar.

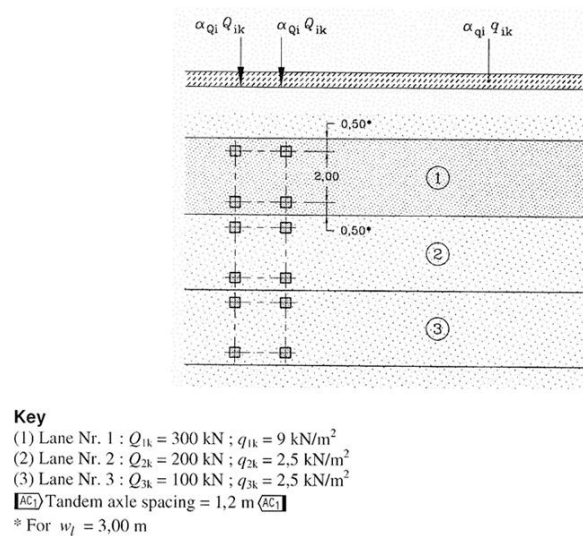


Figura 121 – Esquema ilustrativo do sistema de forças pontuais.

VARIAÇÕES DE TEMPERATURA UNIFORME

Para se quantificar as variações de temperatura, inicialmente tem que se inserir o tabuleiro num dos grupos definidos pelo EC1.

O EC1 divide os tabuleiros em três tipos:

- O tipo 1, para tabuleiros em aço (viga em caixão, e viga reticulada ou viga em alma cheia);
- O tipo 2, para tabuleiros mistos aço-betão;
- O tipo 3, onde se inserem os tabuleiros de betão (laje, laje vigada, viga em caixão)

Pela descrição que é feita no EC1, pode – se considerar que o tabuleiro em análise nesta dissertação se insere no tipo 3.

A componente da variação uniforme da temperatura depende das temperaturas mínimas e máximas que uma ponte pode atingir. Desta variação uniforme de temperatura, resulta uma variação de comprimento no tabuleiro.

De acordo com o EC1, devem ser calculadas as temperaturas mínimas e máximas do ar à sombra, consoante a localização da obra de arte, de forma a poder ser calculada a temperatura máxima e mínima a que a obra de arte irá estar sujeita.

No entanto, de acordo com o Anexo Nacional, para estruturas de betão, ou seja de tipo 3, e para as condições climáticas em que Portugal se insere, os valores de $T_{e,máx}$ e $T_{e,min}$ devem ser iguais a $T_{máx}$ e T_{min} .

A estes valores deve ser subtraído o valor da temperatura média a que a obra esteve sujeita durante a sua execução. O Eurocódigo preconiza que essa temperatura seja de 15°C. Agora, para se saber quais os valores a considerar para cada uma das temperaturas, é necessário definir a localização da obra de arte. Neste caso, a obra de arte está localizada no Concelho de Vila Real.

Começando pela temperatura mínima, correspondente para as condições de Inverno, tem-se que Vila Real se insere na zona A, o que significa que a temperatura mínima é de -5°C.

Passando agora para a temperatura máxima, correspondente para as condições de Verão, tem-se que Vila Real se insere na zona A, o que significa que a temperatura máxima a ser considerada é de 45°C.

Assim que se obteve a temperatura máxima positiva e negativa, pode-se determinar qual a variação uniforme de temperatura positiva e negativa a que a obra de arte está sujeita:

$$\begin{cases} \Delta T_{uniforme\ positiva} = +30^{\circ}\text{C} \\ \Delta T_{uniforme\ negativa} = -20^{\circ}\text{C} \end{cases}$$

6.5.2. Combinações de ações consideradas

Para se verificar a segurança da estrutura, relativamente aos Estados Limites de Utilização de acordo com o EC0, EC1 e EC2, é necessário que para as diferentes combinações de ações preconizadas não sejam ultrapassados certos limites de tensão.

As diferentes combinações de ações preconizadas são:

- Combinação Quase Permanente;
- Combinação Frequente;
- Combinação Rara ou Característica.

Para cada uma destas, têm que ser verificadas certas condições, que estão relacionadas com limitação de tensões. Essas limitações são mencionadas de seguida:

- Na Combinação Quase Permanente, as tensões na fibra mais comprimida de betão não devem ultrapassar $k_2 f_{ck}$, podendo assim considerar-se que a fluência é linear, em que k_2 assume o valor de 0.45. A salientar, que estes valores são valores recomendados, não sendo valores que regulamentarmente seja obrigatório obedecer.
- Na Combinação Frequente, que é aquela combinação que condiciona o dimensionamento da quantidade de pré-esforço, todas as fibras da peça deverão estar em compressão, não excedendo esses valores de 60% do valor de resistência característica do betão à compressão.
- Na Combinação Rara ou Característica, devem ser verificadas duas condições. A fibra mais comprimida não pode ter um valor de compressão superior a 60% do valor de resistência característica do betão à compressão, e a fibra mais tracionada não pode ultrapassar o valor de resistência médio à tração do betão.

Para a Combinação Quase Permanente, foram consideradas as seguintes ações:

$$\sum (PP + RCP) + 0.5 \times T_k$$

Onde:

PP é o Peso Próprio da Estrutura;

RCP são as Restantes Cargas Permanentes;

T_k é a ação da temperatura uniforme, quer ela seja positiva, quer ela seja negativa.

Para a Combinação Frequente, foram consideradas as seguintes ações:

$$\sum (PP + RCP) + \left\{ \begin{array}{l} (0.75 \times TS) + (0.4 \times UDL) + 0.5 \times T_k \\ 0.6 \times T_k \end{array} \right.$$

Onde:

PP é o Peso Próprio da Estrutura;

RCP são as Restantes Cargas Permanentes;

TS é o conjunto constituído por duas forças móveis pontuais, devido à sobrecarga rodoviária;

UDL é a sobrecarga uniformemente distribuída que deve ser considerada, devido à sobrecarga rodoviária;

T_k é a acção da temperatura uniforme, quer ela seja negativa, quer seja positiva.

Para a Combinação Rara ou Característica de Ações, foram consideradas as seguintes ações:

$$\sum (PP + RCP) + \left\{ \begin{array}{l} (TS + UDL) \\ T_k + (0.75 \times TS + 0.4 \times UDL) \end{array} \right.$$

Da análise efetuada, verifica-se que para cada estado de utilização, os esforços condicionantes são os seguintes:

$$COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{Ed}^+ = 57638.3833kN.m \\ M_{Ed}^- = -111916.0353kN.m \end{array} \right.$$

$$COMBINAÇÃO FREQUENTE \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{Ed}^+ = 63741.0894kN.m \\ M_{Ed}^- = -116385.3632kN.m \end{array} \right.$$

$$COMBINAÇÃO CARACTERÍSTICA OU RARA \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{Ed}^+ = 68397.9744kN.m \\ M_{Ed}^- = -120791.6562kN.m \end{array} \right.$$

6.5.3. Modelação da fase de utilização

O modelo da fase de utilização teve algumas particularidades que, importam realçar, e que influenciam de forma decisiva, a análise da estrutura. Na Figura 122, pode ver-se o modelo da estrutura completo no programa de cálculo automático.

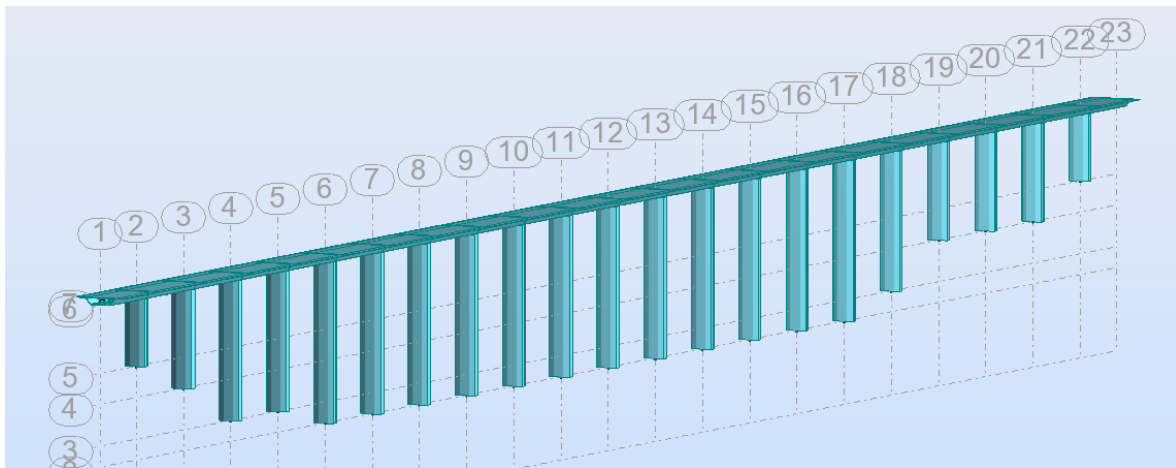


Figura 122 – Modelo de cálculo da estrutura, no programa de cálculo automático.

O tabuleiro foi aqui definido como elementos de viga,(Figura 123) em que lhes foram atribuídas certas propriedades, nomeadamente, a área correspondente à área do tabuleiro e a inércia, sendo de seguida, definida a sua seção no programa de cálculo.

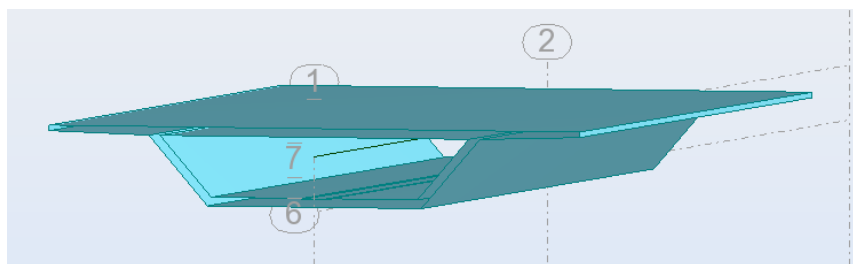


Figura 123 – Modelação do tabuleiro.

O mesmo procedimento foi feito para os pilares (Figura 124), sendo-lhes atribuído uma área e inércia, conforme o projeto real.

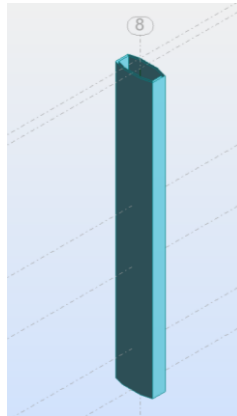


Figura 124 – Modelação dos pilares.

As cargas correspondentes ao modelo LM1, foram definidas separadamente em dois casos de carga; foi definida a carga móvel do veículo tipo, e a carga uniformemente distribuída. No caso da carga uniformemente distribuída, refere-se que a mesma foi ainda dividida em três casos (Figura 125, Figura 126 e Figura 127):

- sobrecarga aplicada em todos os tramos;

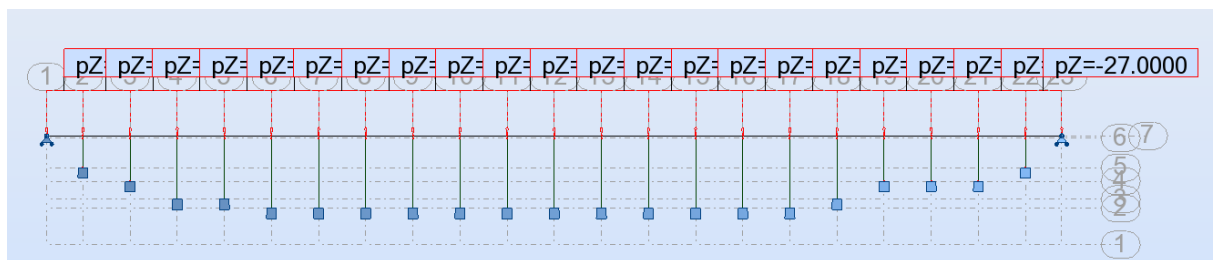


Figura 125 – Sobrecarga aplicada em todos os tramos.

- sobrecarga aplicada nos tramos pares;

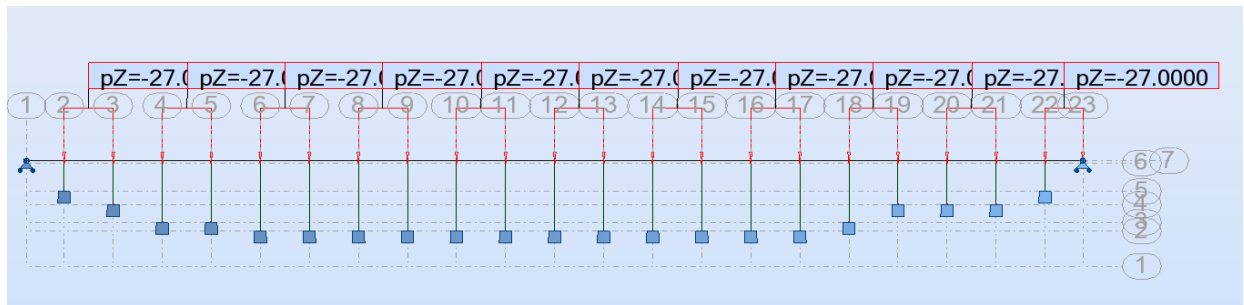


Figura 126 – Sobrecarga aplicada nos tramos pares.

- sobrecarga aplicada nos tramos ímpares.

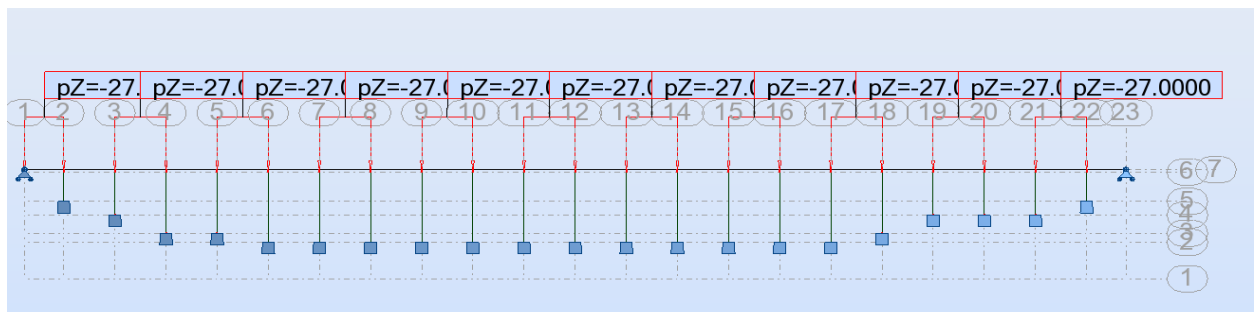


Figura 127 – Sobrecarga aplicada nos tramos ímpares.

Quanto às cargas móveis, foram aplicadas as cargas correspondentes às disposições impostas pelo Eurocódigo 1, relativo às ações em pontes rodoviárias, sendo considerado para efeito de cálculo as duas cargas de 300kN (Figura 128).

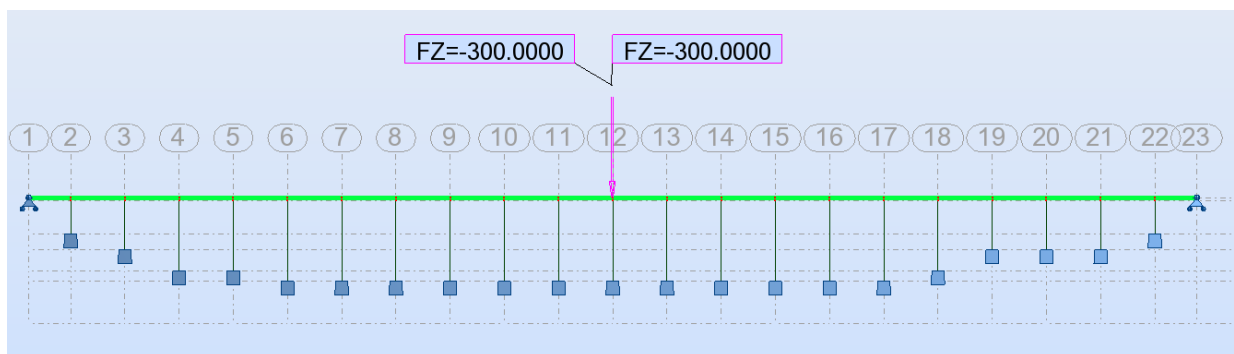


Figura 128 – Modelação das cargas móveis.

Relativamente às ações devidas à variação uniforme de temperatura (Figura 129), deve ser considerado que a variação uniforme de temperatura se dá segundo o eixo dos xx da barra, já que uma variação segundo o eixo dos zz se traduziria numa variação diferencial de temperatura, que para efeitos de cálculo dos esforços que se geram na estrutura não foi considerado.

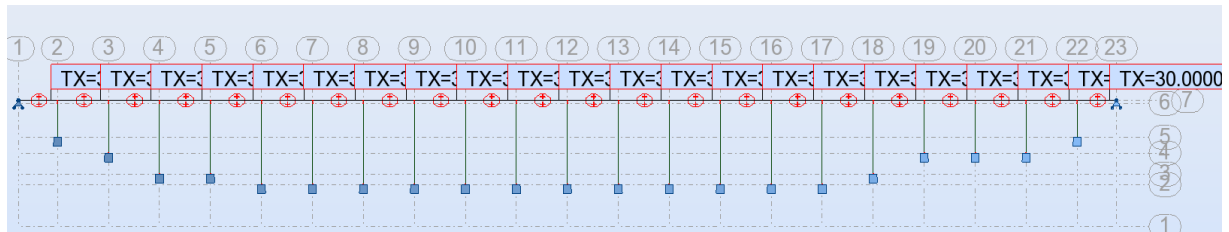


Figura 129 – Modelação da variação uniforme de temperatura positiva.

Ainda outro elemento cuja correta modelação se reveste de uma importância relevante, é a que diz respeito aos apoios, e às suas características.

Os apoios foram modelados inicialmente como barras com um comprimento igual à distância que vai do centro de gravidade dos pilares até ao centro de gravidade do tabuleiro. Estas barras, para terem um comportamento o mais possível similar ao de um aparelho de apoio (reduzindo a sua deformação), tiveram que ser dotadas de uma inércia e área de cerca de 1000 vezes superior à do tabuleiro.

Para simular o comportamento dos aparelhos de apoio, conforme estes sejam deslizantes ou não, teve que se atribuir aquilo que, no programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, se denomina de “releases” (Figura 130 e Figura 131). A atribuição destas propriedades a cada um dos apoios não foi feita ao acaso, sendo atribuída a característica de apoios deslizantes aos apoios mais periféricos, pois são estes que vão sofrer maiores deslocamentos, quando solicitados pela variação uniforme de temperatura. Uma forma de validar se esta propriedade foi bem dada a cada uma das barras, é verificar a deformada da estrutura, quando solicitada à variação uniforme de temperatura positiva. Por

outras palavras, quando a estrutura sofre uma variação uniforme de temperatura, somente os pilares que se encontram sobre apoios fixos é que se vão deformar.

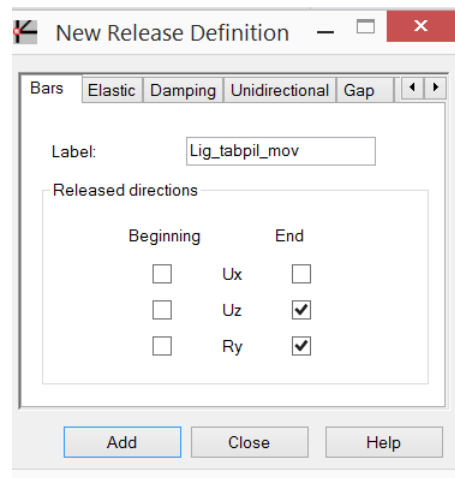


Figura 130 – Modelação do apoio deslizantes.

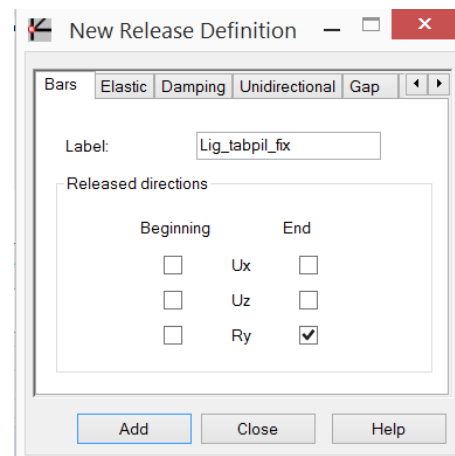


Figura 131 – Modelação dos apoios fixos.

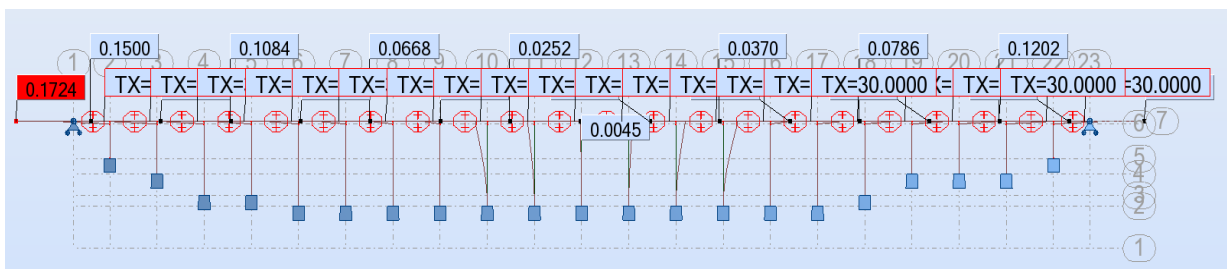


Figura 132 – Deformada da estrutura, quando sujeita a variação uniforme de temperatura positiva.

Da análise da Figura 132, conclui-se que esta modelação foi bem feita. Somente os pilares que se consideraram como sendo fixos, é que se deformaram.

6.6. Quantificação da força de pré-esforço e verificações de segurança para os estados limites

6.6.1. Traçado e quantificação do pré-esforço

Para se proceder à quantificação da força de pré-esforço, tem que se assegurar que para a combinação frequente, como foi dito anteriormente, nenhuma das fibras esteja à tração, e que as tensões de compressão não ultrapassem 60% da capacidade resistente característica à compressão do betão. Para o efeito, ter-se-á que escolher o traçado mais apropriado para os cabos de pré-esforço.

Após pesquisa efectuada, verificou-se que o traçado mais apropriado para os cabos de pré-esforço necessários para a fase de utilização era o traçado poligonal trapezoidal é aquele que está representado na Figura 133.

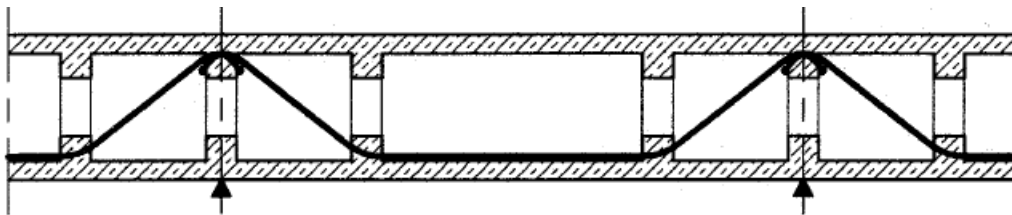


Figura 133 – Traçado dos cabos de pré-esforço de utilização (Rosignoli, 2002).

O próximo passo foi definir as propriedades geométricas do traçado dos cabos.

Decidiu-se que cada vão seria dividido em três partes iguais, como a Figura 134 pretende ilustrar:

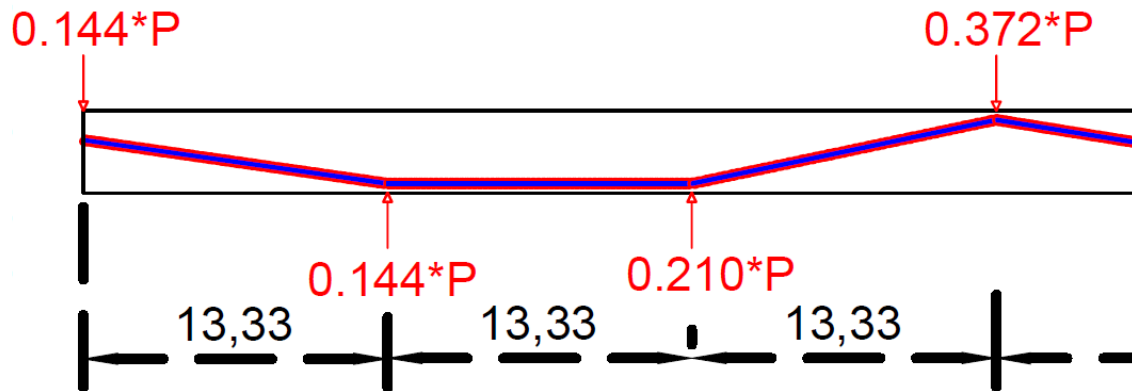


Figura 134 – Traçado dos cabos de pré-esforço no primeiro vão.

Para a determinação das forças equivalentes de pré-esforço, teve que se determinar qual o ângulo β que o cabo faz com a horizontal, de acordo com a Figura 135.

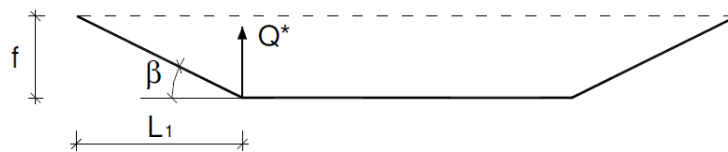


Figura 135 – Esquema do traçado do cabo de pré-esforço

Para o caso em estudo, L_1 é de 13.33m e a distância vertical f é de 1.914m.

Logo o ângulo β (Figura 136) que o cabo faz com a horizontal é:

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{f_1}{L_1}\right) \rightarrow \beta = \tan^{-1}\left(\frac{1.914}{13.33}\right) \rightarrow \beta = 8.17^\circ$$

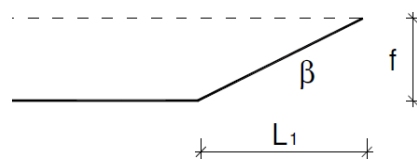


Figura 136 – Esquema do traçado do cabo na zona do 2º pilar

O mesmo terá que ser feito para a zona do 2º pilar, mas do lado do vão exterior, ficando assim:

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{f_2}{L_2}\right) \rightarrow \beta = \tan^{-1}\left(\frac{2.80}{13.33}\right) \rightarrow \beta = 11.86^\circ$$

Mesmo procedimento deve ser feito para a zona do 2º pilar, mas agora contabilizando o ângulo que este faz com a horizontal, mas agora no vão interno, ficando assim:

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{f_3}{L_3}\right) \rightarrow \beta = \tan^{-1}\left(\frac{2.80}{17.33}\right) \rightarrow \beta = 9.18^\circ$$

Agora que o traçado dos cabos está definido, poder-se-á representar de forma esquemática as forças equivalentes na estrutura (Figura 137).

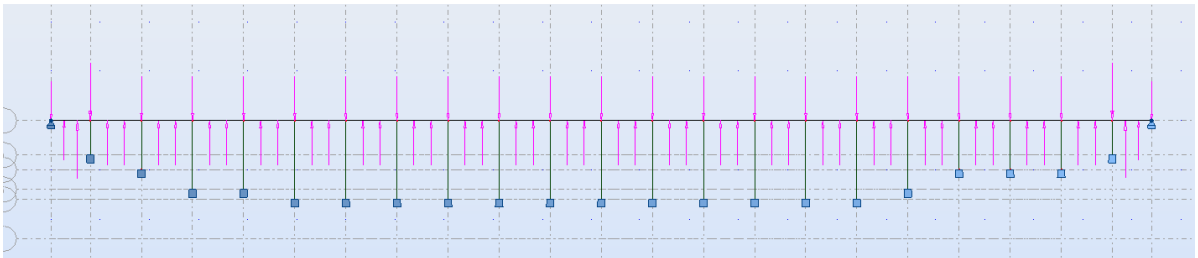


Figura 137 – Sistema de forças equivalentes de pré-esforço aplicadas na estrutura.

QUANTIFICAÇÃO DA FORÇA DE PRÉ-ESFORÇO

Estando a geometria dos cabos definida, importa agora determinar face aos esforços a que a obra de arte está sujeita, qual a localização na estrutura onde esses mesmos esforços são máximos.

Para tal, recorreu-se ao programa de cálculo automático Robot Structural Analysis, de onde se conclui que estes esforços positivos máximos de flexão ocorrem no 2º vão entre P21 e P22; enquanto que os esforços negativos máximos de flexão ocorrem sobre o pilar P3.

Agora que já se sabe quais os esforços de flexão máximos a que a estrutura está sujeita, poder-se-á determinar a força de pré-esforço que é necessária para garantir a descompressão de todas as fibras, para a combinação frequente de ações imposta pelo EC2.

O momento máximo devido ao traçado dos cabos de pré-esforço não coincide com o máximo do diagrama correspondente ao da combinação frequente.

Por conseguinte, teve que se determinar aproximadamente o valor da força de pré-esforço na zona onde o momento da combinação frequente era máximo, chegando-se ao valor de - 0.8518*P.

Após a análise efetuada anteriormente, já é possível determinar a força de pré-esforço necessária para garantir as condições acima mencionadas características da combinação frequente.

Aplicando essa expressão para os momentos positivos, ficará:

$$\sigma_{inf} \leq -\frac{P_{inf}}{A} - \frac{P_{sup}}{A} - \frac{P_{tra.poli}}{A} + \frac{P_{sup} \times e_{sup}}{I} \times v_i - \frac{P_{inf} \times e_{inf}}{I} \times v_i - \frac{M_w}{I} \times v_i + \frac{M_{Ed}}{I} \times v_i$$

Onde:

σ_{inf} é a tensão na fibra inferior de betão;

P_{inf} é a força de pré-esforço aplicada no banzo inferior do tabuleiro;

P_{sup} é a força de pré-esforço aplicada no banzo superior do tabuleiro;

A é a área do tabuleiro;

e_{sup} é a excentricidade que vai desde o centro de gravidade dos cabos superiores até ao centro de gravidade da secção;

e_{inf} é a excentricidade que vai desde o centro de gravidade dos cabos inferiores até ao centro de gravidade da secção;

I é a Inércia da peça;

M_{Ed} é o momento atuante na peça;

v_i é a distância que vai desde o centro de gravidade até à fibra inferior;

M_w é o momento total de pré-esforço;

$P_{tra, poli}$ é a força de pré-esforço longitudinal resultante do traçado dos cabos poligonais.

Neste caso, o momento total de pré-esforço vem em função de $P_{tra, poli}$, que é a força de pré-esforço que se pretende determinar.

Substituindo na equação anterior as letras pelos seus valores numéricos, e garantindo a premissa da combinação frequente, fica:

$$0 \leq -\frac{22365}{16.5} - \frac{43470}{16.5} - \frac{P_{tra, poli}}{16.5} + \frac{43470 \times 1.086}{32.83} \times 2.314 - \frac{22365 \times 2.114}{32.83} \times 2.314 - \frac{0.8518 \times P}{32.83} \times 2.314 + \frac{63741.0894}{32.83} \times 2.314$$

Resolvendo a equação anterior em ordem a P, chega-se ao seguinte valor:

$$P \geq 4146.724kN$$

Fazendo o mesmo que foi feito anteriormente, mas para momentos negativos, a expressão utilizada é a seguinte:

$$\sigma_{sup} \leq -\frac{P_{inf}}{A} - \frac{P_{sup}}{A} - \frac{P_{tra, poli}}{A} - \frac{P_{sup} \times e_{sup}}{I} \times v_s + \frac{P_{inf} \times e_{inf}}{I} \times v_s - \frac{M_w}{I} \times v_s + \frac{M_{Ed}}{I} \times v_s$$

Onde:

σ_{sup} é a tensão na fibra superior de betão;

P_{inf} é a força de pré-esforço aplicada no banzo inferior do tabuleiro;

P_{sup} é a força de pré-esforço aplicada no banzo superior do tabuleiro;

A é a área do tabuleiro;

e_{sup} é a excentricidade que vai desde o centro de gravidade dos cabos superiores até ao centro de gravidade da secção;

e_{inf} é a excentricidade que vai desde o centro de gravidade dos cabos inferiores até ao centro de gravidade da secção;

I é a Inércia da peça;

M_{Ed} é o momento actuante na peça;

v_s é a distância que vai desde o centro de gravidade até à fibra superior;

M_w é o momento total de pré-esforço.

Substituindo na equação anterior as letras pelos seus valores numéricos, e garantindo a premissa da combinação frequente, fica:

$$\sigma_{sup} \leq -\frac{22365}{16.5} - \frac{43470}{16.5} - \frac{P_{tra.poli}}{16.5} - \frac{43470 \times 1.086}{32.83} \times 1.286 + \frac{22365 \times 2.114}{32.83} \times 1.286 - \frac{1.8719 \times P}{32.83} \times 1.286 + \frac{116385.3632}{32.83} \times 1.286$$

Resolvendo a equação anterior em ordem a P, chega-se ao seguinte valor:

$$P \geq 4320.252kN$$

Agora que as duas forças de pré-esforço já estão determinadas, é necessário calcular o número de cabos de pré-esforço que permitem cumprir esses números.

Nas zonas sobre os apoios, fica:

$$n^{\circ} \text{ de cordões} = \frac{P}{A_{p,l} \times \sigma_{p,\infty}}$$

Onde:

P é a força de pré-esforço calculada;

$A_{p,l}$ é a área de um cordão;

$\sigma_{p,\infty}$ é a tensão nos cabos de pré-esforço a tempo infinito.

Substituindo na equação de cima pelos respetivos valores, fica:

$$n^{\circ} \text{ de cordões} = \frac{4320.252}{1.5 \times 10^{-4} \times 1050 \times 10^3} \rightarrow n^{\circ} \text{ de cordões} = 27.43$$

Na zona de momentos positivos, fica:

$$n^{\circ} \text{ de cordões} = \frac{P}{A_{p,l} \times \sigma_{p,\infty}}$$

Onde:

P é a força de pré-esforço calculada;

$A_{p,l}$ é a área de um cordão;

$\sigma_{p,\infty}$ é a tensão nos cabos de pré-esforço a tempo infinito.

Substituindo na equação de cima pelos respectivos valores, fica:

$$n^{\circ} \text{ de cordões} = \frac{4146.724}{1.5 \times 10^{-4} \times 1050 \times 10^3} \rightarrow n^{\circ} \text{ de cordões} = 26.33$$

Como se pode constatar, estes valores são impossíveis de materializar, pelo que o número de cabos efetivos que irão ser utilizados é para cada uma das situações 28 e 27, respetivamente.

6.6.2. Verificação da segurança para os Estados Limites de Utilização

Agora que já foi determinada a quantidade de cordões de pré-esforço a aplicar na peça, torna-se necessário verificar se para a solução adotada de cordões de pré-esforço, as premissas impostas pelo Eurocódigo são respeitadas, ou seja, se o número de cabos para a zona dos apoios e para os vãos é suficiente para verificar a descompressão.

Na tabela seguinte que resume os valores das tensões quer para momentos positivos, quer para momentos negativos, constata-se que para as duas secções em análise, para a Combinação Frequente não existe nenhuma fibra que esteja tracionada.

Tabela 5 - Valores das tensões para a Combinação Frequente de ações.

TENSÕES COMBINAÇÃO FREQUENTE			
	Med (kNm)	Tensão na Fibra Inferior (MPa)	Tensão na Fibra Superior (MPa)
Apoio	116385.3632	-11.88377932	-0.018859818
Vão	63741.08940	-0.015312029	-6.599881985

De seguida, procedeu-se da mesma forma, mas para a Combinação Quase Permanente, onde a condição recomendada é que a tensão de compressão máxima que se verifica na peça não ultrapasse 45% da resistência característica do betão à compressão.

Na tabela seguinte, que resume os valores das tensões quer para momentos positivos, quer para momentos negativos, constata-se que para as duas secções em análise, nenhuma das tensões ultrapassa o valor que o EC2 recomenda.

Tabela 6 - Valores das tensões para a Combinação Quase Permanente.

TENSÕES COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE			
	Med (kNm)	Tensão na Fibra Inferior (MPa)	Tensão na Fibra Superior (MPa)
Apoio	111916.0353	-11.56876181	-0.193930049
Vão	57638.3833	-0.445457077	-6.360829897

Por último, fez-se a mesma análise de tensões para a Combinação Rara de ações, onde as condições que devem ser obedecidas são duas. A tensão na fibra mais tracionada não deve ultrapassar o valor da resistência média do betão à tração; e a fibra mais comprimida não deve estar sujeita a uma tensão de compressão que ultrapasse 60% da resistência característica do betão à compressão.

Tabela 7 - Valores das tensões para a Combinação Rara de ações.

TENSÕES COMBINAÇÃO RARA			
	Med (kNm)	Tensão na Fibra Inferior (Mpa)	Tensão na Fibra Superior (MPa)
Apoio	120791.6562	-12.19435385	0.153741242
Vão	68397.9744	0.312925311	-6.782299106

6.6.3. Verificação da segurança para Estados Limites Últimos

Relativamente aos estados limites últimos, foi determinada a quantidade de armadura ordinária necessária, contabilizando os efeitos dos cordões aderentes do lado da ação, ou seja, os momentos provocados pelos cabos aderentes foram somados algebricamente aos valores dos momentos obtidos do programa de cálculo. A esses valores foram somados algebricamente os efeitos dos cabos exteriores.

Para a secção de momentos positivos, foi determinada a posição do eixo neutro e a quantidade de armadura ordinária necessária.

Antes de serem apresentados os cálculos que permitiram determinar a posição do eixo neutro e da quantidade de armadura necessária da secção, importa agora referir quais as premissas de cálculo que foram tidas em linha de conta.

Para as armaduras passivas, o diagrama de cálculo foi o apresentado na Figura 138:

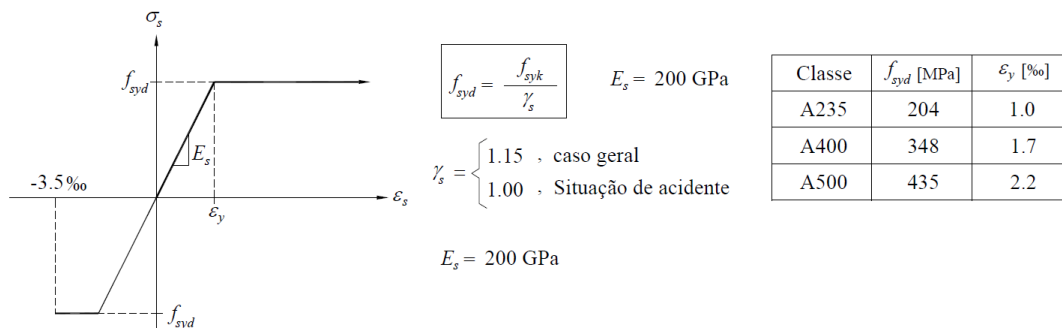


Figura 138 – Diagrama de cálculo e propriedades consideradas para as armaduras passivas (Jacinto, 2007).

Para as armaduras de pré-esforço, o diagrama de cálculo foi o apresentado na Figura 139:

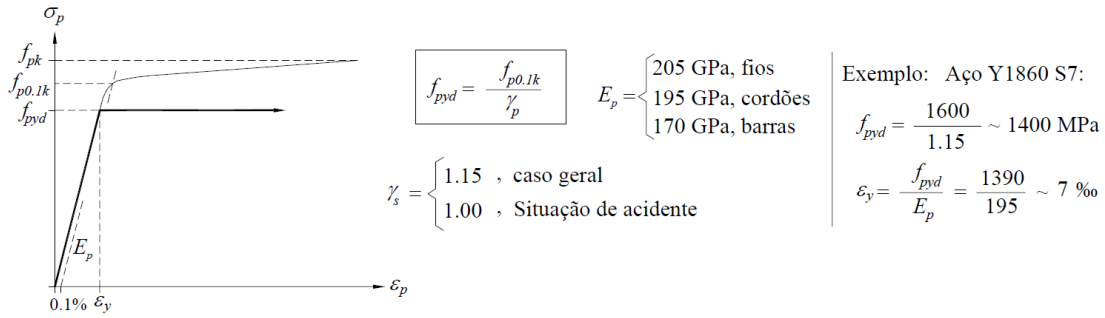


Figura 139 - Diagrama de cálculo e propriedades consideradas para as armaduras de pré-esforço (Jacinto, 2007).

Para ser determinado a profundidade do eixo neutro e a quantidade de armadura ordinária, teve que se estabelecer um sistema de equações que traduza o equilíbrio de rotações e o equilíbrio de translações, e que garanta que a premissa da equação de compatibilidade se verifica:

$$\begin{cases} 0 = F_{p,inferior} + \Delta F_{p,inf} + F_{p,superior} - \Delta F_{p,superior} + F_s - F_c \\ M_{Rd} = -P_{sup} \times z_{sup} + (\Delta F_{p,superior}) \times z_p + F_c \times (d - 0.4x) \\ \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\Delta \varepsilon_{p,sup}}{x - 0.125} \end{cases}$$

Em que:

$$\begin{aligned} F_c &= 0.8 \times x \times f_{cd} \times b \\ F_{p,inf} &= n^\circ \text{ de cabos inferiores} \times A_{pl} \times f_{pd} \\ \Delta F_{p,inf} &= n^\circ \text{ de cabos inferiores} \times A_{pl} \times (f_{pd} - \sigma_{p\infty}) \\ F_{p,sup} &= n^\circ \text{ de cabos superiores} \times A_{pl} \times f_{pd} \\ \Delta F_{p,sup} &= n^\circ \text{ de cabos superiores} \times A_{pl} \times (f_{pd} - \sigma_{p\infty}) \\ F_s &= \sigma_s \times A_s \end{aligned}$$

Passar-se-á agora ao cálculo de cada uma das forças acima mencionadas:

$$F_c = 0.8 \times x \times \frac{40000}{1.5} \times 25.3 \rightarrow F_c = 539733.33x$$

Para se calcular a força dos cabos de pré-esforço, é necessário salientar como foi obtida a tensão de cedência do aço de pré-esforço:

$$f_{pd} = \frac{0.9 \times 1860}{1.15} \rightarrow f_{pd} = 1456 \text{ MPa}$$

Obtendo-se uma força de pré-esforço assumindo que a tensão nos cabos de pré-esforço a tempo infinito é de 1050MPa, de:

$$F_{p,inf} = n^{\circ} \text{ de cabos inferiores} \times A_{pl} \times f_{pd} \rightarrow F_{p,inf} = 142 \times 1.5 \times 10^{-4} \times 1456 \times 10^3 \rightarrow F_{p,inf} = 31005.4 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{p,inf} = n^{\circ} \text{ de cabos inferiores} \times A_{pl} \times (f_{pd} - \sigma_{p\infty}) \rightarrow \Delta F_{p,inf} = 142 \times 1.5 \times 10^{-4} \times (1456 - 1050) \times 10^3 \rightarrow \Delta F_{p,inf} = 8647.8 \text{ kN}$$

$$F_{p,sup} = n^{\circ} \text{ de cabos superiores} \times A_{pl} \times f_{pd} \rightarrow F_{p,sup} = 276 \times 1.5 \times 10^{-4} \times 1456 \times 10^3 \rightarrow F_{p,sup} = 60264 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{p,sup} = \Delta \varepsilon_p \times E_p \times A_p$$

Substituindo no sistema de equações, pelos valores respectivos, fica:

$$\begin{cases} 0 = 31005.4 + 8647.8 + 60264 + 16808.4 - (\Delta \varepsilon_{p,sup} \times 195 \times 10^6 \times 0.0369) + 435 \times 10^3 \times A_s - 539733.33 \times x \\ 97757.67 = -60264 \times 3.35 + (\Delta \varepsilon_{p,sup} \times 195 \times 10^6 \times 0.0369) + 539733.33 \times x \times (3.35 - 0.4x) \\ \frac{0.0035}{x} = \frac{\Delta \varepsilon_{p,sup}}{x - 0.125} \end{cases}$$

Do sistema de equações, resulta que:

$$\begin{cases} \Delta \varepsilon_{p,sup} = 0.000728 \\ A_s = -0.0204 \text{ m}^2 \\ x = 0.1578 \text{ m} \end{cases}$$

Dos resultados obtidos, podem tirar-se algumas conclusões:

O aço de pré-esforço praticamente não está sujeito a variações de extensão, logo de tensão.

A outra conclusão a que se pode chegar é que o aço de pré-esforço, por si só é capaz de resistir aos momentos solicitantes em Estado Limite Último. O procedimento passa agora por verificar as extensões nos diferentes materiais:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \rightarrow \frac{3.5}{0.1578} = \frac{\varepsilon_s}{3.125 - 0.1578} \rightarrow \varepsilon_s = 65.8\%$$

O procedimento de cálculo foi o mesmo utilizado para os momentos positivos, tendo-se obtido uma profundidade de eixo neutro, uma área de armadura ordinária e uma variação de extensão de:

$$\begin{cases} \Delta\varepsilon_{p,sup} = 0.00213 \\ A_s = -0.047987m^2 \\ x = 0.3195m \end{cases}$$

O procedimento, tal como foi feito para momentos positivos, passa por verificar as extensões nos diferentes materiais:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \rightarrow \frac{3.5}{0.3195} = \frac{\varepsilon_s}{3.125 - 0.3195} \rightarrow \varepsilon_s = 30.73\%$$

ESFORÇO TRANSVERSO

Pela metodologia preconizada no EC2, a armadura necessária deve ser calculada da seguinte forma:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Em que o esforço transversal atuante já está calculado, faltando assim calcular a armadura de esforço transversal necessária para resistir aos esforços a que vai estar sujeita:

$$V_{Ed} \leq \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta$$

Onde:

$\frac{A_{sw}}{s}$ é a armadura de esforço transversal a ser calculada;

z é o braço do binário;

f_{ywd} é a tensão de resistência última do aço;

θ é o ângulo que as bielas comprimidas de betão fazem.

Substituindo na equação de cima, pelos respectivos valores ficará:

$$19002.923 \leq \frac{A_{sw}}{s} \times 0.9 \times (3.6 - 0.125) \times 435 \times 10^3 \times \cot(45) \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} \geq 68.1 \times 10^{-4} m^2/m$$

O Valor de esforço transversal resistente máximo tem também um limite, que é dado pela seguinte equação:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times \frac{f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

Em que:

α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

f_{cd} é a tensão resistente de cálculo à compressão do betão;

ν_1 é um coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

De acordo com o EC2, o coeficiente α_{cw} em estruturas pré-esforçadas deve ser calculado de forma diferente, dependendo da tensão de compressão que o pré-esforço introduz na peça:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{sup} + P_{inf} + P_{ext, sup}}{A_{tabuleiro}} \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{52555.23 + 27039.29 + 4410}{16.5} \rightarrow \sigma_{cp} = 5091.2 \text{ kPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow f_{cd} = \frac{40000}{1.5} \rightarrow f_{cd} = 26666.667 \text{ kPa}$$

Daqui pode-se chegar a algumas conclusões relativamente ao valor de α_{cw} a utilizar. Como o valor de σ_{cp} é menor que um quarto do valor de f_{cd} , o valor de α_{cw} é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \rightarrow \alpha_{cw} = 1 + \frac{5091.2}{26666.667} \rightarrow \alpha_{cw} = 1.19$$

Para o cálculo do esforço transversal resistente máximo, falta ainda definir a menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido b_w . O valor considerado irá ser de 0.40 para cada alma, ficando assim um comprimento total de 0.80m.

Substituindo na equação anterior os valores agora determinados, ficará:

$$V_{Rd, \max} = 1.19 \times 0.80 \times (0.9 \times (3.6 - 0.125)) \times 0.6 \times \frac{26666.667}{\cot 45 + \tan 45} \rightarrow V_{Rd, \max} = 23819 \text{ kN}$$

7. Monitorização

7.1. Enquadramento Geral

Um dos fatores que mais contribuiu para o estado de conservação/degradação a que as estruturas se encontram nos dias de hoje, é a ineficaz e deficiente inspeção/monitorização que é feita. Infelizmente, quando as campanhas de inspeção/monitorização são efetuadas, são num estado tão avançado de degradação que se tem que ponderar se a substituição não será uma alternativa mais viável economicamente do que a simples reparação.

Toda a inovação tecnológica que seja preconizada, desde o recurso a novos materiais até à utilização de novos processos construtivos acarreta grandes responsabilidades para os intervenientes desse projeto sendo por isso, necessário que as estruturas sejam munidas de instrumentos/meios que permitam providenciar informação relevante sobre a sua integridade quer em fase construtiva, quer em fase de utilização.

Resulta destas duas óticas, e em particular para execução de obras de arte, a necessidade de monitorização das mesmas. Nelas, a monitorização destinar-se-á, quer em fase de execução, quer em fase de utilização, a (Félix, 2010):

- apoiar o controlo da execução;
- avaliar a conformidade das estruturas executadas;
- conhecimento do comportamento das estruturas;
- avaliação da integridade estrutural;
- acompanhamento do ciclo de vida;
- avaliação da durabilidade.

Uma mais recente inovação na monitorização de obras de arte foi a introdução de sistemas que, para além de procederem à avaliação e acompanhamento de uma obra durante a sua execução e vida de serviço, reagem ativamente para solucionar não conformidades detetadas.

É nesta visão, que cada vez mais, as estruturas devem ser dotadas de sistemas de monitorização integrados que permitam em tempo real, aferir da evolução do seu comportamento, e que reajam de forma “inteligente”. Este facto reveste-se de uma importância relevante, evitando eventuais atrasos na resposta a essa ação, que decorre da movimentação das pessoas para a obra e respetiva tomada de decisão. No entanto, certas questões se podem colocar: qual o critério para que tais reações se dêm? Em que condições é que se devem dar essas reações? Com que intensidade devem ser aplicadas tais reações? Justificar-se-á que a reação seja efetivamente efetuada? Seria por isso importante, que a comunidade científica da Engenharia Civil dedicada ao estudo do comportamento das obras de arte se reunisse e debatesse tais critérios. Seria algo que aumentaria em grande escala a segurança em obra, e o papel dos Técnicos de Segurança ficaria muito mais facilitado. Quem sabe se tal inovação não conduziria ao surgimento de um novo processo construtivo?

7.2. Composição de um Sistema de Monitorização

Para um sistema de monitorização ser eficaz na avaliação da integridade estrutural, deve ser capaz de fornecer informação com o maior detalhe possível acerca de possíveis danos estruturais. No entanto, a identificação dos danos estruturais por vezes é complexa e de elevada dificuldade, já que existem parâmetros cuja correta quantificação é muito difícil.

Um sistema de monitorização desta tipologia poderá ser composto por seis subconjuntos, cuja divisão não é algo fixo, e estritamente único. São eles a rede de sensores, os sistemas de aquisição, os sistemas de transmissão de dados, processamento e armazenamento de dados, tratamento dos dados, e a avaliação do comportamento estrutural.

A rede de sensores deve ser criteriosamente selecionada em função das suas potencialidades, para que a informação por eles recolhida seja a mais precisa, e a que melhor reproduza o comportamento da estrutura, devendo os sensores ser robustos, dotados de alguma fiabilidade e estabilidade no tempo. Por outras palavras, a rede de sensores utilizada não pode ser influenciada pelas condições ambientais como sejam a temperatura e a humidade. A fim de se evitar perdas de sinal, o comprimento dos cabos encarregues de transferir o sinal dos sensores para os sistemas de aquisição deve ser o menor possível (Figura 140).

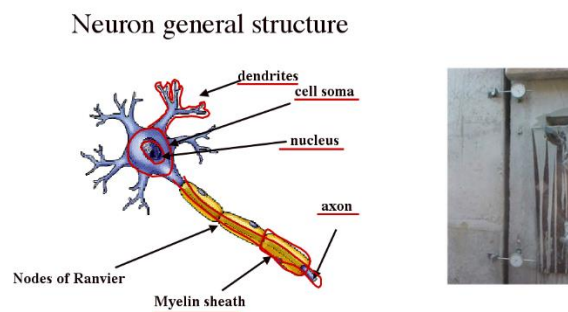


Figura 140 – Rede de sensores humano e estrutural.

Algo que deve estar presente no programa de monitorização para a instalação de sensores, cabos e sistemas de aquisição é que a implantação e localização de todos estes elementos seja em locais cuja substituição não se revista de elevada dificuldade, precavendo eventuais avarias futuras ou atos de vandalismo.

O sistema de aquisição (Figura 141) é o dispositivo cujas funções passam pela receção, condicionamento, armazenamento e transmissão das leituras registadas nos sensores.

Os sistemas de aquisição estão divididos analógicos e digitais. A “tradução” da informação é processada por um conversor que permite obter um sinal de saída proporcional à grandeza que se pretende medir. Para tal acontecer, é necessário que esteja presente um elemento chave, que é o conversor de sinal. É este que permite converter a grandeza medida num sinal digital. Assim que esse sinal fica digitalizado, o sinal pode ser guardado, e a informação nele contida é enviada para um computador central.



Figura 141 – Sistema de aquisição de dados humano e estrutural.

O sistema de transmissão de dados é o meio de comunicação dos dados do sistema de aquisição no local da obra de arte para o local de processamento de dados, geralmente localizados em laboratório, gabinete de projeto, ou mesmo num ponto de controlo.

O avanço tecnológico, nomeadamente com o surgimento da tecnologia sem fios denominada “wireless” e a transmissão de dados em banda-larga, tornou possível a aquisição de informação em tempo real da obra de arte para o laboratório, possibilitando assim uma automática avaliação estrutural.

Durante a fase de aquisição da informação, a quantidade de dados recolhidos é de tal maneira vasta que por vezes alguma dessa informação reveste-se de um carácter cuja relevância é questionável, e cujo armazenamento para tratamento e processamento é desnecessário. No entanto, existem metodologias eficientes de processamento que facilitam a interpretação dos dados, aceleram esse processo e aumentam o grau de precisão da análise.

A base de dados recolhida é de tal maneira importante que é ela que permite que a informação nela contida seja utilizada mais tarde para ser efetuada uma análise da evolução da resposta estrutural ou para futuras análises. A única limitação da gestão de dados surge quando se está perante uma obra de arte que imponha uma monitorização contínua, já que o armazenamento e a capacidade de transmissão de dados são limitados quanto à sua capacidade.

Tomemos o exemplo da leitura de extensões dos diversos elementos estruturais, cujo valor permanecerá praticamente o mesmo, caso não haja atravessamento de veículos ou quando são sujeitos a variações lentas, como é o caso dos efeitos térmicos.

De forma a evitar a quantidade excessiva de dados lidos, é possível criar algoritmos de otimização que indiquem ao sistema de processamento de dados que apenas armazene dados que ultrapassem um certo valor limite, e que descarte os restantes.

Posteriormente ao processamento e armazenamento dos dados, estes ficam disponíveis para serem tratados de forma a que sejam informação útil, já que até esta fase eram apenas dados em forma de leituras de variações de sinal.

7.3. Implementação de um sistema de monitorização em obras de arte executadas com o MLI

No caso concreto do processo construtivo alvo desta dissertação, torna-se interessante dividir a monitorização em duas fases: a fase construtiva e a fase de utilização.

Tal como outros processos construtivos de obras de arte, o MLI é um processo que influencia fortemente o dimensionamento dos diferentes elementos estruturais. É por isso importante,

que durante a fase construtiva, todo este processo esteja a ser acompanhado de forma rigorosa e cuidada.

A monitorização da fase construtiva é da maior relevância, pois é importante que se verifique que os pressupostos de cálculo assumidos foram corretos. Pode ainda ser interessante um sistema de monitorização que apoie o método construtivo, ou seja, um sistema interno de gestão que reaja em tempo real (ou instantaneamente) a um desvio comportamental, e que automaticamente faça as alterações devidas para responder a essa leitura. Introduce-se desta forma, o conceito de “Live Active Structural Health Monitoring”, tornando assim as estruturas em “estruturas inteligentes”. Por outras palavras, este tipo de estruturas pressupõe um controlo permanente e ativo, cuja reatividade é conferida por atuadores, e cujo controlo depende de um sistema de monitorização (rede de sensores) (Figura 142).

Tal procedimento, permitiria otimizar o dimensionamento da estrutura para ultrapassar a fase construtiva, incrementar a qualidade do processo de construção e assegurar a ausência de danos inerentes a falhas no processo construtivo. Desta forma, para além de incrementar a segurança da obra, permitiria assegurar a sua qualidade e longevidade, com custos de construção melhorados (Figueiredo, 2006).

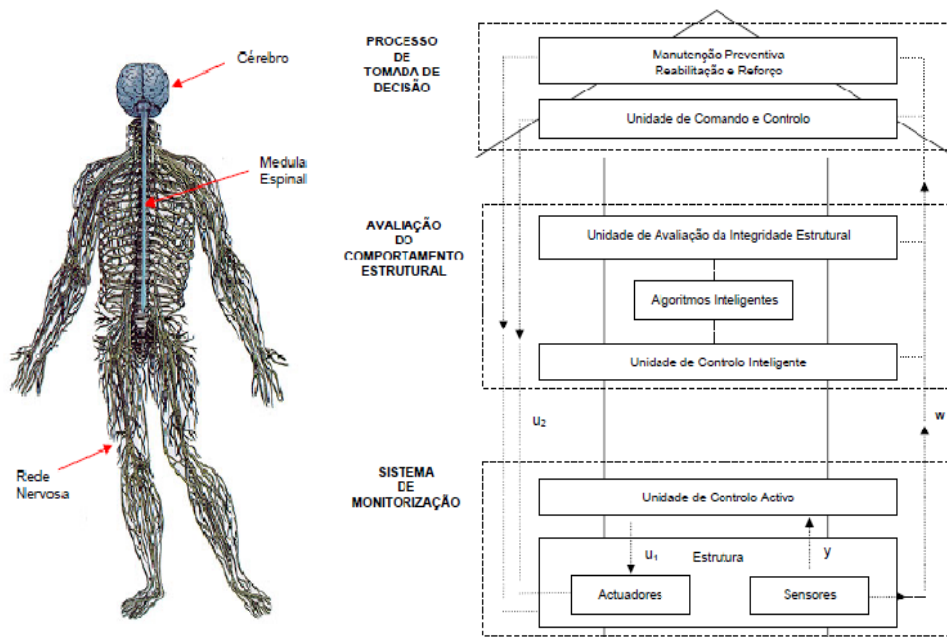


Figura 142 – Paralelismo existente entre o corpo humano e um sistema de monitorização “inteligente”.

O estudo do comportamento da estrutura em fase de utilização é também da maior importância de ser realizado, já que é ele que permite, de forma consistente e continuada, detetar eventuais alterações no comportamento da estrutura. A comparação com a previsão numérica permite aferir a validade dos pressupostos de cálculo. Os desvios comportamentais eventualmente detetados poderão ser associados a danos estruturais e uma vez detetados, poderão ser corrigidos e intervencionados, em tempo útil. Garantir-se-ão, desta forma níveis vigiados de segurança, sustentando políticas de manutenção reativas, com comprovados benefícios em termos de eficácia e custo de exploração.

Nos seguintes subcapítulos faz-se uma possível apresentação daquilo que pode ser uma solução para um plano de monitorização de uma obra de arte executada com o MLI, nas suas diferentes fases.

7.3.1. Fase de lançamento

Importa definir quais as grandezas que devem ser alvo de monitorização durante a fase construtiva. Com o auxílio da análise estrutural anterior, tendo em conta os aspetos mais críticos do faseamento da estrutura e o comportamento desta, destaca-se a medição das seguintes grandezas:

- rotação das secções dos pilares, tabuleiro e nariz de lançamento;
- eventuais rotações dos maciços de fundação;
- rotações dos aparelhos de apoio provisórios;
- avaliação dos deslocamentos verticais do tabuleiro e do nariz;
- avaliação dos deslocamentos laterais do tabuleiro, durante a fase de “movimento” do lançamento do tabuleiro;
- medição das forças de pré-esforço;
- medição das forças instaladas nos macacos hidráulicos utilizados para efetuar o lançamento da estrutura.

A todas as medidas que se pretendem que sejam lidas, está associado um conjunto de equipamentos que permitem fazer a leitura desses valores. De seguida, deve ser cruzada a informação dessa leitura com a leitura de outras grandezas, para assim poderem-se tirar conclusões quanto ao comportamento da estrutura, e quanto a possíveis ações que tenham que ser tomadas. De referir que, seria interessante no âmbito da decisão das ações a serem tomadas, ser desenvolvido um sistema reativo que, automaticamente corrigiria eventuais inconformidades que se verificassem durante a execução. Um exemplo muito simples disso poderia ser um sistema de aplicação de pré-esforço externo no tabuleiro que, após uma

leitura de extensões de tração excessiva no betão, automaticamente fosse ativado, contrariando assim o efeito das trações.

Para se medir a rotação das secções dos pilares e do tabuleiro, aponta-se o recurso a inclinómetros elétricos com sinal analógico. Estes deverão ser biaxiais, permitindo aferir rotações na direção longitudinal e transversal da ponte (Figura 143).

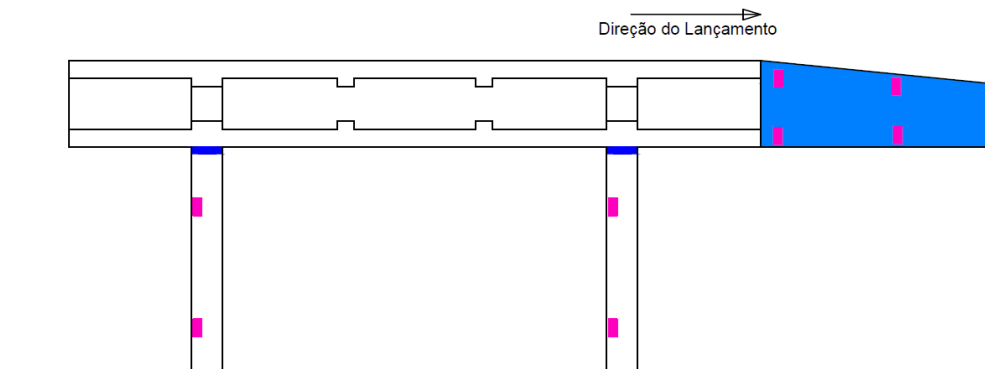


Figura 143 - Localização dos inclinómetros para medição das rotações dos pilares e nariz.

Outras grandezas que, no caso do lançamento incremental de obras de arte, são muito importantes de serem medidas são:

- a rotação dos aparelhos de apoio, sendo escolhido como equipamento de eleição para a sua medição pares de transdutores de deslocamentos. O par de transdutores de deslocamentos, por exemplo do tipo LVDT, instalados em posições paralelas, na vertical, permitirá medir o desvio entre dois pontos afastados e assim determinar a respetiva rotação linear (Figura 144 e Figura 145);

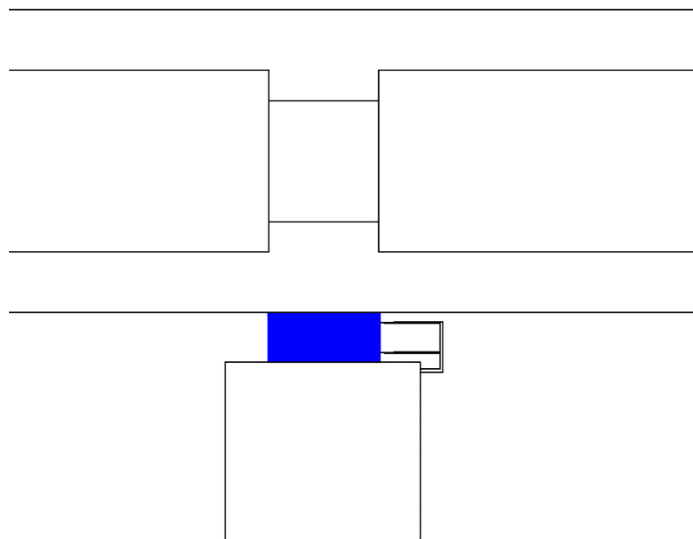


Figura 144 - Localização dos LVDT's para medição da rotação linear dos aparelhos de apoio.



Figura 145 – Pormenor da localização dos LVDT's.

- a força por unidade de área que está a ser exercida nos aparelhos de apoio, sendo utilizadas as células de carga para o efeito (Figura 146).

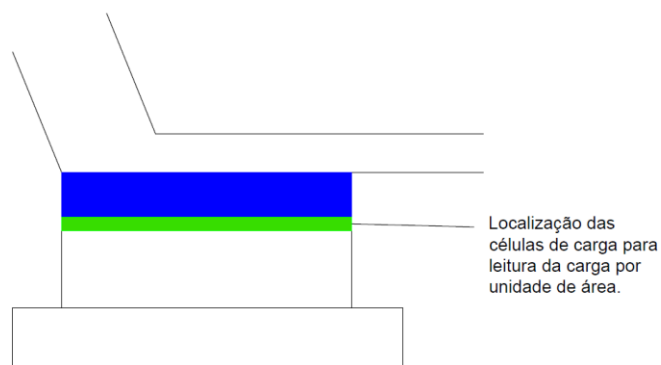


Figura 146 - Corte nos apoios com indicação da localização das células de carga.

Para serem avaliadas as deformações do tabuleiro e dos pilares, mormente nas zonas de esforços máximos, durante o processo construtivo, podem utilizar-se os já referidos extensómetros de embeber no betão (Extensómetros de Bragg) (Figura 147). O processamento das extensões medidas em diferentes pontos das secções transversais instrumentadas pode ainda ser utilizado para estimar extensões médias, curvaturas, tensões e, mais indiretamente, os respetivos momentos fletores e a flecha.

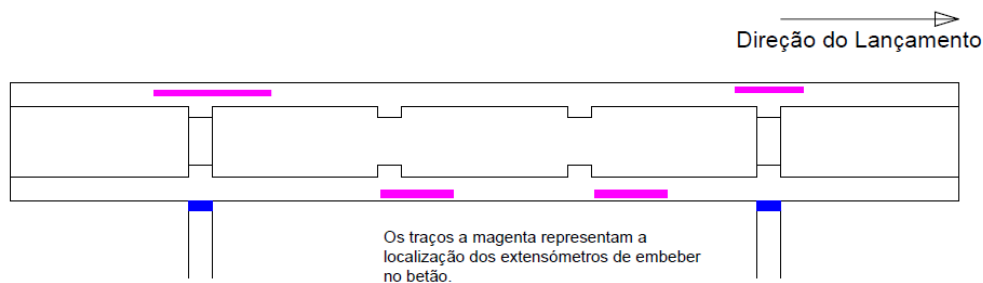


Figura 147 - Esquema da localização dos extensómetros de embeber no betão.

Durante a fase de lançamento, deve ser garantido que os movimentos transversais que ocorrem sejam minimizados, já que um pequeno desvio na direção que o lançamento está a tomar, pode colocar em causa a integridade da obra, podendo mesmo obrigá-la a parar. Para esse efeito, poder-se-ia utilizar um conjunto de transdutores de deslocamentos instalados em cada pilar que permitissem medir em tempo real o deslocamento relativo entre o topo dos pilares e o tabuleiro (Figura 148).

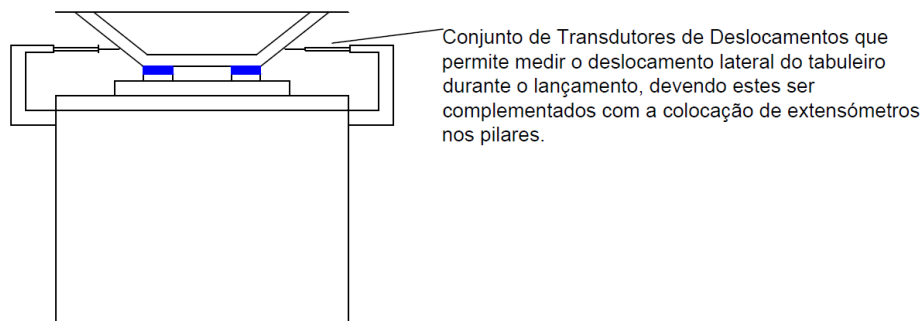


Figura 148 – Esquema da colocação dos transdutores de deslocamentos laterais.

Outra grandeza que se revela de grande importância de ser medida é a força de pré-esforço que está a ser aplicada na secção. Para o efeito, deve ser utilizado um conjunto de células de carga integradas nas cabeças de ancoragens dos cabos, que permitem avaliar a tensão instalada (Figura 149).

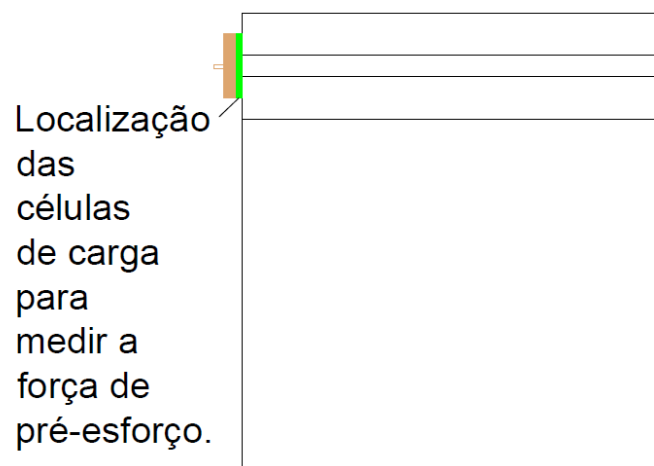


Figura 149 - Localização das células de carga para medição da força de pré-esforço aplicada.

Outra grandeza que é da maior importância de ser medida são as rotações dos maciços de fundação, bem como as tensões de contacto entre o maciço e o terreno de suporte, recorrendo-se, para este último caso, a um conjunto de células de carga (Figura 150).

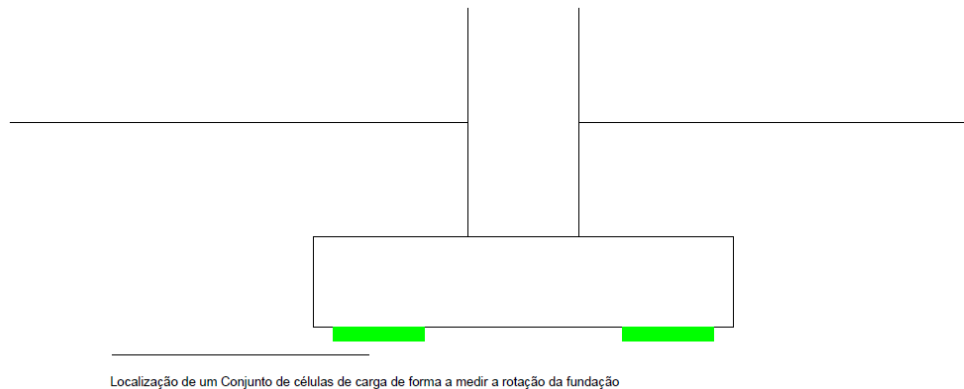


Figura 150 – Localização das células de carga para medir a tensão sob o maciço de fundação.

Referidos os instrumentos que seriam utilizados para medir as diferentes grandezas físicas, torna-se interessante estabelecer relações entre as diferentes leituras que permitissem servir de sinal de alerta para que um sistema integrado de gestão do processo construtivo da obra de arte fosse implementado.

Podem ser diversas as aplicações desse sistema integrado de gestão:

- Suponha-se que durante o lançamento de um tabuleiro, é enviada uma leitura ao sistema central de gestão contendo a informação de que um pilar apresenta uma deformação no sentido do lançamento que em projeto não se estava à espera. Podem haver muitas causas que estejam por detrás deste acontecimento. Pode ser uma ação do vento que não foi prevista no cálculo, um assentamento da fundação cujo valor não se estava à espera, uma força horizontal de lançamento de valor superior ao esperado. É por esta razão que, se for utilizado um sistema integrado de gestão que faça estas leituras simultaneamente, mais facilmente se pode descobrir a causa de tal deformação, e que se proceda em conformidade.
- Casos existem em que se verificam variações de valores de pressão elevados nas células de carga que se coloquem sobre a base das fundações, que podem significar rotações excessivas das mesmas ou mesmo uma inadequada escolha ou aplicação do material deslizante que se

coloca durante o lançamento. Com um sistema integrado de gestão, com o cruzamento da informação das várias leituras, mais facilmente se pode agir em conformidade.

- Outro exemplo pode ser aplicado a situações em que o valor da força aplicada nos macacos hidráulicos responsáveis pelo lançamento do tabuleiro seja muito elevada, cuja ocorrência pode ser explicada pela aplicação inadequada dos materiais utilizados nos aparelhos de apoio provisórios, definitivos ou de lançamento.

- Dois outros parâmetros que são interessantes de relacionar são as deformações lidas nos aparelhos de apoio e a força de lançamento. Se alguma situação anómala está a acontecer com os aparelhos de apoio, a força de lançamento certamente que irá ser diferente da prevista.

7.3.2. Fase definitiva

Para a medição dos deslocamentos relativos no tabuleiro, poderia ser adotado o sistema de medição de deslocamentos baseado no princípio dos vasos comunicantes.

De realçar que algumas das soluções preconizadas e utilizadas para a fase de lançamento se aplicam para a fase definitiva, nomeadamente nos pilares e nos apoios, cujo carácter poderá ou não passar a definitivo.

A temperatura é um fator que influencia os resultados, cujos resultados não devem ser ignorados, visto que os seus efeitos na superestrutura podem ser muito significativos, influenciando as extensões medidas.

A utilização desta tecnologia prolongaria a vida das estruturas em muitos anos, e contribuiria de forma decisiva para o aumento do tempo de vida útil da estrutura

7.4. Outros parâmetros a caracterizar

MÓDULO DE ELASTICIDADE

As equações que relacionam o módulo de elasticidade do betão com a sua resistência à compressão são geralmente pouco precisas, pelo que a determinação deste parâmetro passa obrigatoriamente pela verificação experimental. Para o efeito, existem três metodologias.

A primeira consiste em efetuar a medição das extensões em provetes cilíndricos quando submetidos a compressão uniaxial. Contudo, as pequenas dimensões dos provetes e as diferentes condições de cura apenas fornecem dados aproximados, e não conduzem a resultados fidedignos.

A segunda consiste na correlação que existe entre o encurtamento médio que se verifica na secção de betão com a força de pré-esforço que vai sendo progressivamente aplicada nos cabos. Essas extensões devem ser lidas imediatamente antes e depois do tensionamento de cada cabo de maneira a que as deformações devidas aos efeitos da temperatura e as deformações resultantes das perdas instantâneas sejam minimizadas. No entanto, esta metodologia apresenta alguns problemas já que por vezes as extensões que se verificam podem desviar-se ligeiramente do plano da secção, pelo que a premissa que diz que as secções se mantêm planas é posta em causa.

Uma terceira metodologia passa por se medir, durante o lançamento, a reação que se gera no pilar frontal em que o tabuleiro se apoia em duas fases seguidas. Esta metodologia conduz a valores da rigidez do tabuleiro com um grau de confiança relativamente bom, e em dias em que as condições atmosféricas se traduzam em variações pouco significativas da temperatura, é apenas afetado pela intolerâncias geométricas da superestrutura. Na fibra da secção que está a ser instrumentada, vão existir duas leituras de extensões cujos valores são proporcionais aos momentos atuantes na estrutura. Na prática, a reação frontal que se dá

no primeiro pilar deve ser medida em diversas fases, de maneira a ser determinado um valor médio da rigidez que seja menos afetada pelas tolerâncias geométricas da superestrutura. Com este valor, facilmente se obtém o módulo de elasticidade (Rosignoli, 2002).

COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA DO BETÃO

O conhecimento do coeficiente de dilatação térmica do betão é fundamental quando se registam valores durante um período de tempo muito extenso. Este parâmetro é também necessário para se avaliar as extensões devidas à fluência e retração quando as extensões instantâneas são conhecidas. Este coeficiente é determinado, registando-se os valores das extensões da seção instrumentada quando se verificam mudanças de temperatura, necessitando-se para isso de um dia em que se verifiquem variações de temperatura muito grandes (Rosignoli, 2002).

RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

As variações de extensões a longo prazo registradas pelos extensómetros combinam os efeitos da retração e da fluência.

A componente correspondente à retração só pode ser avaliada recorrendo a técnicas de medição laboratoriais específicas, e só em elementos que não estejam sujeitos a qualquer tensão.

Existem várias técnicas para o efeito:

- A primeira técnica passa por se colocar uma amostra de betão com características idênticas, devidamente instrumentado, numa localização próxima da obra de arte em questão, de forma a garantir condições higrotérmicas semelhantes.

- Uma segunda técnica passa por monitorizar um cubo de betão colocado dentro do caixão de betão com uns extensómetros mergulhados no betão. Nos primeiros tempos de cura, a retração é proporcional à relação que existe entre o perímetro de secagem e a área da seção. Torna-se por isso necessário que o bloco de betão aí colocado seja dimensionado de tal forma que tenha as mesmas proporções que a superestrutura.
- Uma terceira técnica passa por colocar um extensómetro mecanicamente isolado do resto da seção dentro do betão, de maneira a obter leituras que não sejam influenciadas pela fluência, pois esta ocorre só quando existir tensão. Locais possíveis são os pontos de momentos nulos, ou os eixos neutros das seções (Rosignoli, 2002).

Para medição da extensão de fluência, o critério de escolha do local dessa medição deve ser num ponto com tensões significativas, por serem estas que dão origem ao fenómeno de fluência. Sendo que os extensómetros aplicados para esse efeito, acabam por medir as variações totais de extensão de fluência e retração, terá que se deduzir aos resultados obtidos os valores da extensão de retração, anteriormente determinados de modo independente (Rosignoli, 2002).

8. Conclusões e desenvolvimentos futuros

Da realização desta dissertação, foi possível tirar várias conclusões, que de seguida, são enumeradas.

- O MLI é um processo construtivo em clara expansão, e que cada vez mais gabinetes de projeto preconizam a sua adoção, contribuindo para a sua escolha, a rapidez de execução associada, e a elevada segurança com que este processo construtivo é executado;
- É um processo construtivo muito semelhante ao da viga de lançamento, em que o esquema de construção se inverte. Por outras palavras, ao contrário do que se verifica na viga de lançamento, é o tabuleiro que se desloca, e não a cofragem;
- A construção de obras de arte executadas por MLI pode ser feita em vales profundos, e em zonas em que o acesso pela zona inferior seja interdito;
- É um processo construtivo com um campo de aplicação muito vasto;
- É um processo construtivo que pode ser aplicado a segmentos pré-fabricados, e fabricados *in situ*;
- Este processo tem algumas lacunas, nomeadamente, quando se está em presença de pontes curvas, ou em obras de arte cujo traçado longitudinal tem uma elevada inclinação;
- O equipamento disponível para efetuar o lançamento é diferente, caso se esteja a lançar um tabuleiro leve ou pesado;
- O vão máximo de aplicação do MLI é de 60m;
- As dimensões obtidas para o tabuleiro, quando comparado com outros processos construtivos, é bastante superior, porque obriga a seções longitudinalmente constantes. Também a quantidade de pré-esforço é maior. No capítulo 6, constatamos que não é necessária uma armadura passiva adicional para a fase de serviço, precisamente pelo facto de o tabuleiro já estar antes sujeito a forças de pré-esforço elevadas;

- A este processo construtivo está associada, para a mesma seção, uma constante alternância entre momentos positivos e negativos;
- O nariz de lançamento é um elemento fundamental, cuja correta definição do seu peso e comprimento se reveste de uma importância relevante;
- O processo de quantificação do pré-esforço não é imediato, já que o pré-esforço necessário para uma zona pode diferir da quantidade que é necessária para uma outra zona;
- A solução de pré-esforço para a fase de lançamento que foi adotada, foi totalmente constituída por cabos interiores aderentes. Uma otimização possível deste pré-esforço seria executar parte dele com cabos exteriores junto às faces interiores dos banzos, cabos esses que seriam posteriormente desativados, quando da entrada em serviço da obra;
- Sistemas de monitorização mais avançados poderão contribuir de forma decisiva para a evolução do MLI;
- Seria interessante a comunidade científica reunir-se e tentar encontrar soluções “inteligentes”, que permitam aumentar segurança em obra, e tornem as estruturas cada vez mais otimizadas;
- Apesar de acarretar custos mais elevados, as obras de arte só irão beneficiar de um sistema de monitorização “inteligente”.

9. Bibliografia

Associates, P. L. and. (n.d.). <http://www.peterlindsell.com/bridge/bridge.htm>.

Azevedo, Á. F. M. (2003). *Método dos elementos finitos*.

Bastos, F. F. (2012). *Cimbres Metálicos Autolancáveis na Construção de Tabuleiros de Pontes*. Universidade Nova de Lisboa.

BERD. (2004). <http://www.berd.eu/pt-pt/node/21> - Ponte sobre o Rio Sousa, Portugal (2004/ 2005).

CEN. (2009). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas*. Bruxelas: IPQ.

CEN. (2010a). *NP EN 1991 - Ações em estruturas Parte 1-4 Ações gerais Ações do vento*. Bruxelas: IPQ.

CEN. (2010b). *NP EN 1992 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão*. Bruxelas: IPQ.

CEN. (2010c). *NP EN 1993 - Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço*. Bruxelas: IPQ.

Choi, H., Suh, S., Oh, M., Oh, S., & Kong, K. (2009). The 5 th International Symposium on Steel Structures March 12-14 , 2009 , Seoul , Korea Techniques of Optimizing the Launching Nose in Incremental Launching Method The 5 th International Symposium on Steel Structures March 12-14 , 2009 , Seoul , Korea, 954-961.

Cofrimarte, C. L. (n.d.). <http://cofrimarte.pt/archives/portfolio-item/concessao-do-douro-litoral-ic-24-lote-2>.

- Coste, J.-F. (2010). The millau viaduct, (October).
- Estradas de Portugal, S. . (2009). *Manual de inspecções de rotina*.
- Félix, C. (2010). A Monitorização das Estruturas na Conservação do Património em Betão - 2º Encontro Internacional de Património Mundial de Origem Portuguesa.
- Figueiras, J. (1993). *Curso de Formação - Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado Pré-esforçado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Figueiredo, E. J. F. (2006). *Monitorização e Avaliação do Comportamento de Obras de Arte*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Gabinete das Pontes sobre o Tejo, G. (1966). *A Ponte Salazar*. Lisboa.
- GmbH, H. H. (n.d.). <http://www.eberspaecher.org/english/miete.html>.
- Gohler, B., & Pearson, B. (2000). *Incrementally Launched Bridges: Design and Construction*. Stuttgart/Sidney: Ernst & Sohn.
- Holth, N. (2011). http://www.historicbridges.org/newyork/normanskill/100foot_large.jpg.
- Jacinto, L. (2007). *Betão Estrutural III - Folhas da Disciplina*.
- LCW. (1998). <http://www.lcwconsult.com/portfolio/ponte-sobre-o-rio-agueda/>.
- LCW. (2010). *Subconcessão Auto-Estrada Transmontana A4 / IP4 – Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha - Cálculos Justificativos* (pp. 1–202).
- Louis Berger Group. (2009). http://www.savabridge.com/the_bridge.htm.

- Marinho, D. de V. (2012). *Métodos Construtivos de Pontes*. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Martins, O. M. L. P. (2009). *Modelo virtual de simulação visual da construção de pontes executadas por lançamento incremental*. IST.
- Pacheco, P. Á. R. C. (1998). *Pré-Esforço Orgânico - Um exemplo de sistema efector*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Prandi, J. (n.d.). <http://gigantesdomundo.blogspot.pt/2012/11/o-maior-sistema-de-ponte-de-dois-niveis.html>.
- Reis, A. (2002). Folhas da Disciplina de Pontes. Lisboa.
- Reis, A. (2009). *Pontes mistas aço-betão. Elementos de apoio à disciplina de Métodos Construtivos de Pontes*. Lisboa.
- Ribeiro, D. (2010). *Métodos construtivos de pontes - Lançamento Incremental - exemplo de aplicação*. Lisboa.
- Romão, C. (2012). http://cidadesurpreendente.blogspot.pt/2012_03_01_archive.html.
- Rosignoli, M. (2002). Bridge Launching-Thomas Telford Publishing. London.
- Rosignoli, M., & Rosignoli, C. (2002). *Incremental Launching of Bridges in Europe*. Seattle.
- Sengupta, A. K., & Menon, D. (n.d.). *Prestressed Concrete Structures*.
- Singh, A. K. (2014). <http://pt.dreamstime.com/fotografia-de-stock-viga-de-lan%C3%A7amento-igualmente-chamada-como-o-p%C3%B3rtico-de-lan%C3%A7amento-image17423932>.

Unibetão, I. de B. P. S. (2011). Ponte Europa Coimbra.

Zublin AG, E. (n.d.). http://www.graitec.com/en/ref_info.asp?RefID=23.